Réparation et renforcement des structures

8

par précontrainte additionnelle

STRRES
NOTRE TALENT DÉFIE LE TEMPS

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS
SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Le présent guide s'adresse **aux entrepreneurs** qui ont à réaliser **la réparation ou le renforcement d'une structure en béton** armé ou précontraint, voire métallique, nécessitant, dans certaines des pièces de la structure, soit l'ajout d'armatures de précontrainte, soit le remplacement d'armatures de précontrainte existantes et endommagées (1). Ces armatures de précontrainte pouvant être placées à l'intérieur du béton mais, le plus souvent, à l'extérieur du béton. Cette opération peut être combinée à l'ajout de béton pour augmenter la section des pièces concernées et permettre ainsi un renforcement structural complet.

Le présent guide traite également des trois méthodes suivantes qui peuvent être connexes à la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle :

- l'ajout de forces par déformations imposées ;
- le démontage d'armatures de précontrainte endommagées (1) ;
- la réinjection de conduits pour améliorer la protection des armatures de précontraintes.

Il concerne aussi les deux autres acteurs de l'opération que sont **le prescripteur** et **le contrôleur** (le maître d'œuvre ou son représentant).

NOTE (1) : ***en précontrainte intérieure au béton,*** *il est très rare de pouvoir détendre complètement une armature de précontrainte protégée par un coulis à base de liants hydraulique à cause du réancrage de l'armature dans le coulis sauf, par exemple, en cas d'injection à la graisse qui rend l'armature non-adhérente. Le démontage d'une armature de précontrainte en vue de son remplacement concerne donc essentiellement* ***la précontrainte extérieure.***

Figure n° 1 : les trois intervenants

SOMMAIRE

INTRODUCTION **13**

MODE D'EMPLOI DU PRÉSENT GUIDE **17**

1 - DÉFINITIONS – GÉNÉRALITÉS **19**

1.1 - LA SITUATION DES DIFFÉRENTS DOCUMENTS TECHNIQUES ET ADMINISTRATIFS DISPONIBLES EN 2012 ..... **20**

1.2 - LES DÉFINITIONS **21**

1.2.1 - Les principales définitions de la norme homologuée NF EN 1504-1 ..... **21**

1.2.2 - Les principales définitions de la norme harmonisée NF EN 1504-2 ..... **23**

1.2.3 - Les principales définitions de la norme harmonisée NF EN 1504-3 ..... **23**

1.2.4 - Les principales définitions de la norme harmonisée NF EN 1504-4 ..... **24**

1.2.5 - Les principales définitions de la norme harmonisée NF EN 1504-5 ..... **24**

1.2.6 - Les principales définitions de la norme harmonisée NF EN 1504-6 ..... **25**

1.2.7 - Les principales définitions de la norme harmonisée NF EN 1504-7 ..... **25**

1.2.8 - Les principales définitions de la norme homologuée NF EN 1504-8 ..... **26**

1.2.9 - Les principales définitions de la norme homologuée NF EN 1504-9 ..... **26**

1.2.10 - Les principales définitions de la norme homologuée NF EN 1504-10 ..... **27**

1.2.11 - Les principales définitions relatives à la précontrainte et aux défauts qui l'affectent **28**

1.2.11.1 - Précontrainte **28**

1.2.11.2 - Défauts **30**

2 - DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE **31**

2.1 - GÉNÉRALITÉS **32**

2.2 - DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE RELATIFS AUX ARMATURES ET PROCÉDÉS DE PRÉCONTRAINTE PAR POST-TENSION **36**

Sommaire

3 - ÉTUDES PRÉLIMINAIRES – DÉSORDRES POUVANT RELEVER D'UNE PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE 37

3.1 - GÉNÉRALITÉS 38

3.2 - ÉTUDES PRÉLIMINAIRES – MÉTHODOLOGIE À SUIVRE 39

3.3 - DÉSORDRES POUVANT RELEVER D'UNE PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE 42

3.3.1 - Généralités 42

3.3.2 - Manifestation des désordres 45

3.3.3 Désordres dus à une Insuffisance de résistance vis-à-vis de la flexion 46

3.3.3.1 - Manifestation des désordres 46

3.3.3.1.1 - Cas des poutres à âmes pleines, des poutres-caissons post-contraintes 46

3.3.3.1.2 - Cas des poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension (dites : «PRAD») 47

3.3.3.2 - Causes des désordres 49

3.3.4 - Désordres dus à une insuffisance de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant et de la torsion 62

3.3.4.1 - Manifestation des désordres 62

3.3.4.2 - Causes des désordres 63

3.3.4.2.1 - Cas des fissures dues aux effets de l'effort tranchant pouvant être combinés à ceux de torsion 63

3.3.4.2.2 - Cas des fissures dues aux effets de l'effort tranchant combiné à ceux développés par la diffusion des efforts concentrés 64

3.3.5 - Désordres dus à la diffusion des efforts de précontrainte à proximité des ancrages 65

3.3.5.1 - Fissures d'éclatement avec ou sans écrasement du béton sous les ancrages 65

3.3.5.2 - Fissures d'entraînement et d'entraînement-diffusion 67

3.3.6 - Désordres dus à la poussée au vide générale 69

3.3.6.1 - Manifestation des désordres 69

3.3.6.2 - Causes des désordres 70

3.3.7 - Désordres dus aux poussées au vide locales 72

3.3.7.1 - Manifestation des désordres 72

3.3.7.2 - Causes des désordres 73

4 - PRINCIPES ET DIMENSIONNEMENT DES RÉPARATIONS ET DES RENFORCEMENTS PAR PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE 75

4.1 - TRAITEMENT DES INSUFFISANCES STRUCTURALES NON LIÉES AUX PATHOLOGIES DES MATÉRIAUX 77

4.1.1 - Rappels 77

4.1.2 - Cas d'un élément dont le fonctionnement relève du béton précontraint 80
4.1.2.1 - Investigations 80
4.1.2.2 - Hypothèses pour le dimensionnement d'une réparation ou d'un renforcement dans le cas d'une insuffisance de résistance vis-à-vis de la flexion 83
4.1.2.2.1 - Cas d'un ouvrage non fissuré en service à vide 84
4.1.2.2.2 - Cas d'un ouvrage faiblement ou fortement fissuré en service à vide 86
4.1.2.3 - Hypothèses pour le dimensionnement d'une réparation ou d'un renforcement dans le cas d'une insuffisance de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant seul 90
4.1.2.3.1 - Généralités 90
4.1.2.3.2 - Cas d'un ouvrage non fissuré 92
4.1.2.3.3 - Cas d'un ouvrage légèrement fissuré 93
4.1.2.3.4 - Cas d'un ouvrage fortement fissuré 94
4.1.2.4 - Hypothèses pour le dimensionnement d'une réparation ou d'un renforcement dans le cas d'une insuffisance de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant, de la torsion, voire de la flexion transversale et des efforts de diffusion 94
4.1.2.4.1 - Généralités 94
4.1.2.4.2 - Évaluation des actions et des sollicitations développées dans et à proximité des sections d'ancrage d'armatures de précontrainte 96
4.1.2.4.3 - Règles forfaitaires de cumul de ferraillages 105
4.1.2.4.4 - Méthode générale de vérification d'une plaque à l'ELU (méthode dite du sandwich) 107
4.1.2.4.5 - Dimensionnement de la réparation et/ou du renforcement 108

4.1.3 - Cas d'un élément dont le fonctionnement relève du béton armé 108
4.1.3.1 - Généralités 108
4.1.3.2 - Techniques de réparation ou de renforcement passives ou actives 109
4.1.3.3 - Hypothèses de calcul pour le dimensionnement de la réparation ou du renforcement d'un élément dont le fonctionnement relève du béton armé 110

4.2 - TRAITEMENT DES INSUFFISANCES STRUCTURALES LIÉES À LA CORROSION DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE 112

4.2.1 - Généralités 112

4.2.2 - Les diverses formes de la corrosion des armatures de précontrainte 112
4.2.2.1 - Cas de la précontrainte par pré-tension 112
4.2.2.2 - Cas de la précontrainte par post-tension 113

4.2.3 - Techniques de réparation envisageables en cas de corrosion des armatures de précontrainte 115
4.2.3.1 - Cas des armatures de pré-tension 115
4.2.3.2 - Cas des armatures de post-tension intérieures au béton 116
4.2.3.3 - Cas des armatures de post-tension extérieures au béton 118
4.2.3.3.1 - Cas des câbles adhérents protégés par un coulis de ciment 118
4.2.3.3.2 - Cas des câbles non-adhérents 118

5 - TECHNIQUES DISPONIBLES POUR CONCEVOIR DES RÉPARATIONS OU DES RENFORCEMENTS PAR PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE 119

5.1 - CONTRAINTES À PRENDRE EN COMPTE LORS DE LA CONCEPTION D'UNE RÉPARATION OU D'UN RENFORCEMENT PAR PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE 120

5.2 - CONCEPTION DES RÉPARATIONS ET RENFORCEMENTS DE POUTRES EN FLEXION PAR PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE 127

5.2.1 - Généralités 127

5.2.2 - Tracé de la précontrainte additionnelle 127

5.2.2.1 - Tracé rectiligne 127

5.2.2.2 - Tracé polygonal 129

5.2.2.2.1 - Généralités 129

5.2.2.2.2 - Câblage croisé 130

5.2.2.3 - Variantes de conception du tracé de la précontrainte additionnelle 132

5.2.2.3.1 - Câblage bouclé 132

5.2.2.3.2 - Câblages pour la réparation ou le renforcement de poutres isostatiques de type VIPP 135

5.2.3 - Dispositifs d'ancrage des armatures de précontrainte 137

5.2.3.1 - Généralités 137

5.2.3.2 - Ancrages placés directement sur la structure existante 137

5.2.3.3 - Ancrages placés dans des éléments rapportés 137

5.2.3.3.1 - Ancrages sur massifs ou longrines d'extrémité rapportés aux abouts 138

5.2.3.3.2 - Ancrages en appuis sur les entretoises existantes 139

5.2.3.3.3 - Bossages d'ancrage rapportés 141

5.2.3.3.4 - Massifs et entretoises rapportés en avant des extrémités de l'ouvrage 143

5.2.4 - Dispositifs de liaison antivibratoires - déviateurs 150

5.2.4.1 - Dispositifs de liaison 150

5.2.4.2 - Dispositifs antivibratoires 151

5.2.4.3 - Déviateurs 152

5.2.5 - Formules permettant d'évaluer les périodes de vibration d'un câble et d'une poutre 157

5.2.6 - Justification des efforts de serrage des bossages, des massifs d'ancrage et des déviateurs 159

5.2.6.1 - Généralités 159

5.2.6.2 - Résultats d'essais de cisaillement 159

5.2.6.3 - Coefficient de frottement φ pour divers états de surfaces 161

5.2.6.4 - Résultats d'essais de mise en tension de barres de précontraintes très courtes 164

5.2.6.5 - Justification des bossages et des massifs d'ancrage 165

5.2.6.5.1 - Cas où le clouage fait appel uniquement à des armatures de précontrainte 165

5.2.6.5.2 - Cas où le clouage fait appel à des armatures de précontrainte et des armatures de béton armé (de section totale Ast) 166

5.2.6.6 - Justification des déviateurs 167

5.2.6.7 - Dimensionnement rapide d'un bossage ou d'un massif d'ancrage 168

5.3 - CONCEPTION DES RÉPARATIONS ET RENFORCEMENTS DES HOURDIS PAR PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE 169

5.3.1 - Cas des tabliers à poutres-caissons et à nervures 169

5.3.2 - Cas des tabliers des ponts à poutres préfabriquées de type VIPP 169

5.4 - CONCEPTION DES RÉPARATIONS ET RENFORCEMENTS DANS LE CAS DES INSUFFISANCES DE RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT, À LA TORSION, VOIRE À LA FLEXION TRANSVERSALE 172

5.4.1 - Conception **172**

5.4.2 - Étriers actifs **172**

5.4.2.1 - Étriers actifs intérieurs au béton **173**

5.4.2.2 - Étriers actifs extérieurs au béton

5.4.3 - Inclinaison de la précontrainte additionnelle longitudinale **178**

5.4.4 - Combinaison des deux procédés ci-dessus **178**

5.5 - CONCEPTION DES RÉPARATIONS ET RENFORCEMENTS DANS LE CAS DES INSUFFISANCES DE RÉSISTANCE VIS-À-VIS DE LA DIFFUSION DES EFFORTS CONCENTRÉS 179

5.5.1 - Rappels - insuffisances de résistance vis-à-vis de la diffusion des efforts concentrés **179**

5.5.2 - Réparation des désordres causés par la diffusion des efforts de précontrainte **180**

5.5.2.1 - Cas des fissures de diffusion considérées comme «mortes» **180**

5.5.2.2 - Cas des fissures de diffusion considérées comme actives **180**

5.5.2.2.1 - Généralités **180**

5.5.2.2.2 - Cas des désordres limités au seul hourdis **181**

5.5.2.2.3 - Cas des désordres affectant les âmes et hourdis **182**

5.5.2.3 - Cas des désordres au niveau de l'about d'une poutre ou d'une section provisoirement section d'about **183**

5.5.2.4 - Cas des éclatements du béton sous les ancrages (au niveau du prisme local) **185**

5.5.2.5 - Exemple particulier de réparation – Cas du pont de Blagnac **186**

5.6 - CONCEPTION DES RÉPARATIONS ET RENFORCEMENTS DANS LE CAS DES INSUFFISANCES DE RÉSISTANCE VIS-À-VIS DES POUSSÉES AU VIDE 189

5.6.1 - Rappels - insuffisances de résistance vis-à-vis de la poussée au vide **189**

5.6.2 - Réparation des désordres locaux causés par la poussée au vide développée par des armatures de précontrainte **190**

5.6.3 - Réparation des désordres généraux causés par la poussée au vide développée par des armatures de précontrainte **191**

5.6.3.1 - Cas où les désordres sont limités au hourdis inférieur **191**

5.6.3.2 - Cas où les désordres affectent également les âmes **197**

6 - PRÉPARATION GÉNÉRALE DE L'OPÉRATION 199

7 - CHOIX DES PRODUITS ET MATÉRIAUX 203

7.1 - GÉNÉRALITÉS 204

7.2 - CHOIX DES PRODUITS ET MATÉRIAUX NÉCESSAIRES À LA MISE EN ŒUVRE D'UNE PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE 206

7.2.1 - Armatures de béton armé et leurs accessoires 206

7.2.2 - Unités de précontrainte, des conduits, des accessoires pour injection et des produits de protection 206

7.2.2.1 - Armatures de précontrainte 207

7.2.2.2 - Procédés de précontrainte 216

7.2.2.3 - Conduits 216

7.2.2.4 - Raccords entre conduits 219

7.2.2.5 - Déviateurs métalliques et selles d'appui des déviateurs 221

7.2.2.6 - Accessoires d'injection 222

7.2.2.7 - Produits de protection des armatures de précontrainte 223

7.2.3 - Matériaux composites 224

7.2.4 - Profilés métalliques et organes d'assemblage 225

7.2.5 - Chevilles d'ancrage métalliques 225

7.2.6 - Bétons 225

7.2.7 - Mortiers de réparation 226

7.2.8 - Produits ou systèmes pour l'injection des fissures 226

7.2.9 - Produits et systèmes pour le scellement (ancrage) des armatures passives 227

7.2.10 - Produits et systèmes de produits de calage 227

7.2.11 - Produits et systèmes de produits pour le collage structural 228

7.2.12 - Systèmes d'étanchéité 228

7.2.13 - Produits et systèmes pour couches de roulement 228

7.2.14 - Autres matériaux et produits 229

8 - CONDITIONNEMENT, TRANSPORT, MANUTENTION ET STOCKAGE DES PRODUITS 231

9 - MATÉRIELS À UTILISER 233

9.1 - GÉNÉRALITÉS 234

9.2 - OPÉRATIONS NÉCESSITANT DES CLAUSES PARTICULIÈRES DANS LE MARCHÉ VIS-À-VIS DE CERTAINS MATÉRIELS 235

10 - RÉALISATION DES TRAVAUX D'AJOUT DE FORCES PAR PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE 239

10.1 - GÉNÉRALITÉS 240

10.2 - PHASAGE DES TRAVAUX DE RÉPARATION ET/OU RENFORCEMENT **242**

10.3 - LISTE DES OPÉRATIONS **243**

10.4 - RELEVÉ DE LA GÉOMÉTRIE – IMPLANTATIONS GÉNÉRALE ET DE DÉTAIL **252**

10.5 - REPÉRAGE DES ARMATURES PASSIVES ET ACTIVES EXISTANTES **253**

10.6 - RÉALISATION DES RENFORCEMENTS LOCAUX **256**

10.7 - RÉALISATION DE RAINURAGES, PERCEMENTS, FORAGES ET SCIAGES **257**

10.8 - RÉALISATION DES MASSIFS D'ANCRAGE, DES BOSSAGES D'ANCRAGE ET DES DÉVIATEURS **263**

10.8.1 - Cas des éléments coulés en place **263**

10.8.2 - Cas des éléments préfabriqués **271**

10.8.3 - Cas d'une déviation à double paroi **273**

10.8.4 - Cas des déviateurs de type b3 ..... **274**

10.9 - RÉALISATION D'UNE PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE DITE «VERTICALE» **275**

10.10 - RÉALISATION D'UNE PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE DITE «TRANSVERSALE» **281**

10.11 - RÉALISATION D'UNE PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE DITE «LONGITUDINALE» **286**

10.11.1 - Mise en place de la précontrainte longitudinale additionnelle **286**

10.11.2 - Réalisation de l'injection des fissures **293**

10.11.2.1 - Généralités **293**

10.11.2.2 - Préparation du support **293**

10.11.2.3 - Préparation de l'injection **294**

10.11.2.3.1 - Incidences des effets thermiques **294**

10.11.2.3.2 - Nécessité d'un chargement des travées fissurées **297**

10.11.2.4 - Mise en œuvre de l'injection **298**

10.11.3 - Mise en tension de la précontrainte longitudinale additionnelle **301**

10.11.3.1 - Généralités **301**

10.11.3.2 - Cas des vérins dits «mono-groupe» **302**

10.11.3.3 - Cas des vérins de mise en tension toron par toron **304**

10.11.3.4 - Dispositifs accessoires **304**

10.11.4 - Réalisation de la protection de la précontrainte longitudinale additionnelle **306**

11 - RÉALISATION DE TRAVAUX D'AJOUT DE FORCES PAR DÉFORMATIONS IMPOSÉES **309**

12 - DÉMONTAGE D'ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE ET DÉCONSTRUCTIONS DE STRUCTURES PRÉCONTRAINTES 313

12.1 - GÉNÉRALITÉS 314

12.2 - DÉMONTAGES D'ARMATURES DE PRÉCONTRAINTES ENDOMMAGÉES 315

12.2.1 - Cas des armatures intérieures au béton 315

12.2.2 - Cas des armatures extérieures au béton 315

12.2.2.1 - Généralités 316

12.2.2.2 - Premier cas : les armatures non-adhérentes 316

12.2.2.3 - Deuxième cas : les armatures adhérentes 317

12.3 - DÉCONSTRUCTIONS DE STRUCTURES PRÉCONTRAINTES 323

12.3.1 - Généralités 323

12.3.2 - Cas du pont de Chazey 324

12.3.3 - Cas du pont de Beaucaire 325

12.3.4 - Cas de tabliers à poutres préfabriquées post-contraintes 327

13 - RÉINJECTION DE CONDUITS DE PRÉCONTRAINTE 329

13.1 - GÉNÉRALITÉS 330

13.2 - TECHNIQUE CLASSIQUE DE RÉINJECTION 331

13.3 - TECHNIQUE DE RÉINJECTION SOUS VIDE 332

14 - ESSAIS ET CONTRÔLES 333

14.1 - GÉNÉRALITÉS 334

14.2 - ÉPREUVE D'ÉTUDE 335

14.3 - CONTRÔLES DE RÉCEPTION DES PRODUITS ET MATÉRIAUX 336

14.3.1 - Généralités 336

14.3.2 - Réception des produits prêts à l'emploi normalisés 336

14.3.2.1 - Généralités 336

14.3.2.2 - Essais d'identification rapide et essais d'efficacité 337

14.3.3 - Réception des produits, matériaux et composants livrés sur le chantier 338

14.4 - ÉPREUVE DE CONVENANCE **339**

14.4.1 - Généralités **339**

14.4.2 - Épreuve de convenance relative au forage des trous de passage des armatures de précontrainte **340**

14.4.3 - Épreuve de convenance relative à l'injection des fissures **341**

14.4.4 - Épreuve de convenance relative à la mise en tension de la précontrainte additionnelle ou de clouage **342**

14.4.4.1 - Cas des armatures de précontrainte courtes ou de faible longueur **342**

14.4.4.2 - Cas des armatures de précontrainte de grande longueur **345**

14.5 - CONTRÔLES D'EXÉCUTION **346**

14.5.1 - Généralités **346**

14.5.2 - Contrôles d'exécution sur l'efficacité des injections des fissures et de la précontrainte additionnelle **347**

14.5.2.1 - Généralités **347**

14.5.2.2 - Mesures avant et après injection des fissures et lors de la mise en place puis de l'enlèvement des charges **349**

14.5.2.3 - Mesures lors de la mise en tension de la précontrainte longitudinale **350**

14.5.2.4 - Mesures lors des essais de chargement préalables à la réception des travaux **351**

15 - RÉCEPTION DES TRAVAUX DE RÉPARATION ET/OU RENFORCEMENT PAR PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE **353**

16 - HYGIÈNE ET SÉCURITÉ **355**

16.1 - RAPPEL DES OBLIGATIONS **356**

16.2 - CAS D'UN CHANTIER DE RÉPARATION ET/OU RENFORCEMENT PAR PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE **357**

17 - GESTION DES DÉCHETS DU CHANTIER **361**

17.1 - RAPPEL DES OBLIGATIONS **362**

17.2 - CAS D'UN CHANTIER DE RÉPARATION ET/OU RENFORCEMENT PAR PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE **365**

18 - FICHE SYNTHÉTIQUE DU PAQ **367**

TABLE DES ILLUSTRATIONS **372**

ANNEXE 1 ..... **387**

1 - LES NORMES **389**

1.1 GÉNÉRALITÉS **391**

1.1.1 - Réglementation européenne des produits de construction **391**

1.1.2 - L'Association Française de Normalisation **391**

1.2 - NORMES ET DOCUMENTS CONNEXES RELATIFS À LA PROTECTION ET À LA RÉPARATION DES STRUCTURES EN BÉTON **393**

1.2.1 - Incidences de la normalisation européenne **393**

1.2.2 - Normes européennes de la série 1504-* * **393**

1.2.3 - Normes françaises **395**

1.2.3.1 - Généralités **395**

*1.2.3.2 - Normes de la série P 95-10** **395**

1.2.3.3 - Normes de la série P18-8 * relatives aux produits de réparation pour béton* **396**

1.2.3.4 - Textes français (fascicules de documentation, guides d'emploi et normes) relatifs aux réparations des bétons **399**

1.2.3.4.1 - Fascicules de documentation et guides d'emploi **399**

1.2.3.4.2 - Normes de produits et matériaux **400**

1.2.3.5 - Textes d'origine européenne (fascicules de documentation, guides d'emploi et normes) relatifs aux réparations des bétons **401**

1.2.3.5.1 Normes de produits, matériaux, fabrication et d'exécution *401*

1.2.3.5.2 Normes d'identification et d'essai *403*

1.2.4 - Agréments techniques européens **403**

1.2.5 - Normes ISO de produits, de matériaux et d'essais **403**

1.2.6 - Marque NF– produits spéciaux destinées aux constructions en béton hydraulique **404**

1.2.7 - Marque NF– armatures pour béton armé **404**

1.2.8 - Marque NF– gaines lisses en PEHD **405**

2 EUROCODES **407**

3 FASCICULES DU CCTG **409**

4 DIRECTIVES, GUIDES, RECOMMANDATIONS ET DOCUMENTS TECHNIQUES **411**

5 DOCUMENTS DIVERS **413**

AVERTISSEMENT

Le présent document a été rédigé dans l'optique d'une opération de *mise en œuvre d'une opération de réparation ou renforcement par précontrainte additionnelle* lourde et complexe. Pour des chantiers de moindre importance, il peut être adapté, mais sans oublier les conséquences qui résulteraient d'une mauvaise exécution. Il est indispensable que soient respectées les exigences des normes et autres documents visés en référence et en *annexe n°1* au présent *guide* (sous réserve qu'ils soient applicables à l'opération) ainsi que la démarche qualité développée dans le présent texte.

Le présent guide relatif à la réparation et au renforcement de structures en béton armé et en béton précontraint, voire métalliques, traite de la mise en œuvre de **certaines méthodes de réparation ou de renforcement** permettant d'assurer **la fonction**[1] **principale** visée par les normes **NF EN 1504-9 et NF EN 1504-10** sous le vocable **«principe 4».**

Le principe 4 (fonction) visé par ces deux normes européennes traite **des méthodes de renforcement structural.** Il s'agit **des méthodes** qui permettent, soit **la restauration de la portance de la structure** si cette dernière présente des désordres, soit **l'augmentation de la portance de la structure,** sachant que cette dernière peut ou non présenter des désordres.

Parmi les méthodes de réparation ou de renforcement structural utilisables et listées dans **les deux normes,** figure la **méthode 4.7,** qui fait appel à **la précontrainte par post-tension,** mais cette méthode n'a pas été traitée dans les deux normes susvisées ni, pour le moment, dans d'autres normes européennes. Le présent guide a donc, tout particulièrement, pour objet de présenter dans le détail comment **réparer ou renforcer une structure par précontrainte additionnelle,** c'est-à-dire comment mettre en œuvre la **méthode 4.7.**

NOTE : *le terme **réparation : «mesure destinée à rectifier les défauts dans une structure»** est parfaitement défini dans la norme **NF EN 1504-9** (il n'a pas été repris dans la **NF EN 1504-10**) alors que le terme **renforcement** ne l'est pas. Ce terme apparaît cependant dans les tableaux 1 des deux normes dans le cadre du **principe 4 : renforcement structural,** qui vise les méthodes qui permettent **de restaurer** ou **de renforcer** la capacité portante structurale d'un élément d'une structure.*

*Cette définition du renforcement est en contradiction avec les **habitudes françaises,** où le terme **renforcement** est réservé à **l'augmentation de la capacité portante structurale. La restauration de la capacité portante structurale** étant rattachée au terme **réparation**. Le présent guide a été rédigé conformément à nos usages.*

[1] *Les normes de la série NF EN 1504-** utilisent, à la place du terme **fonction**, le terme **«principe»** qui n'est pas très explicite.*

> Lors de la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle (méthode 4.7 des deux normes), il est nécessaire de faire appel à des méthodes de réparation et/ou renforcement également visées par le principe 4 (fonction) comme les méthodes :

- 4.1 : ajout ou remplacement de barres de béton armé incorporées ou externes ;
- 4.2 : ajout d'armatures ancrées dans des trous pré-creusés ou forés ;
- 4.3 : collage d'une plaque de renforcement ;
- 4.4 : ajout de mortier ou de béton ;
- 4.5 : injection dans les fissures, les vides ou interstices.

La structure à réparer ou à renforcer peut également présenter d'autres désordres : par exemple, des armatures endommagées par la corrosion à cause de la carbonatation, d'agents corrosifs…, un béton endommagé par une agression chimique ou physique…

Enfin, tous ces travaux de réparation et/ou de renforcement ont souvent des incidences sur d'autres éléments comme les appareils d'appui qu'il faut régler en fin de chantier, la chape d'étanchéité qu'il faut réparer localement, les joints de dilatation qu'il faut régler…

Dans la suite du présent guide, quasiment seule **la méthode de réparation et/ou renforcement 4.7** sera développée dans le détail. Pour les autres méthodes portant sur les réparations des structures, des matériaux, des équipements…, voire celles de protection, le lecteur est invité à se reporter au **guide FABEM 1** et aux autres guides de la **famille FABEM**, voire à d'autres guides de **la collection STRRES**, comme ceux de la **famille FAEQ.**

> Les méthodes ainsi que principaux produits et systèmes de produits de réparation et de renforcement qui sont simplement visés ou qui sont développés dans le présent guide FABEM 8 font l'objet de divers documents auxquels il faut se référer. Il s'agit :

- des deux normes européennes déjà citées (NF EN 1504-9 et NF EN 1504-10) :
  - **NF EN 1504-9 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 9 : Principes généraux d'utilisation des produits et systèmes,
  - **NF EN 1504-10 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 10 : application sur site des produits et systèmes et contrôle de la qualité des travaux;

- de la norme européenne consacrée aux contrôles en usine des produits de réparation :
  - **la norme homologuée NF EN 1504-8 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 8 : contrôle qualité et évaluation de la conformité ;

- de la norme européenne consacrée aux définitions :

  - **la norme homologuée NF EN 1504-1 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 1 : Définitions ;

- des six normes sur les produits et systèmes de produits suivantes appartenant également à la série NF EN 1504-* * :

  - **NF EN 1504-2 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 2 : systèmes de protection de surface pour le béton,
  - **NF EN 1504-3 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 3 : réparation structurale et non structurale,
  - **NF EN 1504-4 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 4 : collage structural,
  - **NF EN 1504-5 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 5 : produits et systèmes d'injection du béton,
  - **NF EN 1504-6 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 6 : ancrage de barres d'acier d'armatures,
  - **NF EN 1504-7 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 7 : protection contre la corrosion des armatures ;

- des normes européennes suivantes relatives au béton projeté :

  - **NF EN 14487-1 :** Béton projeté – Partie 2 : définition, spécification et conformité,
  - **NF EN 14487-2 :** Béton projeté – Partie 1 : exécution ;

- des normes[2] et du fascicule de documentation français suivants :

  - **NF P 95-102 :** Réparation et renforcement des ouvrages en béton et maçonnerie – Béton projeté,
  - **NF P 95-104 :** Réparation et renforcement des ouvrages en béton et maçonnerie – Spécifications relatives à la technique de précontrainte additionnelle,
  - **FD P 18-823 :** Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits de scellement à base de liants hydrauliques ou de résines synthétiques – Recommandations pour le dimensionnement des scellements de barres d'armature dans le béton ;

[2] *Les normes NF P 95-101 et NF P 95-103 sont en cours de révision.*

- des quatre guides du STRRES suivants :
  - **guide FABEM 1 :** Reprise des bétons dégradés,
  - **guide FABEM 3 :** Traitement des fissures par injection,
  - **guide FABEM 4 :** Protection des bétons,
  - **guide FABEM 5 :** Béton projeté.

- des divers textes à caractère réglementaire, tels que des fascicules du **CCTG**, des normes… traitant des procédés de précontrainte, des unités de précontrainte (choix, transport, livraison, stockage, mise en œuvre, mise en tension, protection)… Ces divers documents sont cités dans les différents chapitres du présent guide. Par exemple, dans le chapitre 10, pour le choix des produits et matériaux…

1. PREMIER CAS

La méthode de réparation et/ou renforcement à mettre en œuvre a été fixée à la suite **d'une étude** (recherche des causes des désordres et mise au point d'un projet) et cette méthode est détaillée dans le présent guide. Il reste à choisir les produits et le matériel de mise en œuvre, à appliquer les produits, à mettre en œuvre la précontrainte additionnelle et à contrôler l'ensemble de l'opération. Il suffit donc de suivre les indications à toutes les étapes de l'opération qui figurent dans la partie du présent guide consacrées à **la méthode de réparation et/ou renforcement 4.7 (ajout de forces par précontrainte additionnelle)** retenue, sachant que, si nécessaire, le présent guide renvoie aux autres guides du **STRRES**.

2. DEUXIÈME CAS

La structure présente des désordres dont les causes restent floues et, bien entendu, la technique de réparation et/ou renforcement à mettre en œuvre n'a pas été fixée. Dans un tel cas, il faut se reporter **au paragraphe 3.2 du guide FABEM 1,** qui décrit pour les structures en béton armé et précontraint :

- les différents désordres et leurs causes,
- la méthodologie à suivre lors de la réalisation d'une expertise dans le but d'aboutir à un diagnostic et un pronostic,
- la consistance d'un projet de réparation ou de renforcement,
- les différentes techniques de réparation ou de renforcement à mettre en œuvre en fonction des désordres constatés et de leurs causes (cette partie du guide renvoie au guide appartenant à la collection **des guides du STRRES** qui traite de la technique à mettre en œuvre).

1 Définitions - Généralités

1.1 La situation des différents documents techniques et administratifs disponibles en 2012
1.2 Les définitions

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

1.1 La situation des différents documents techniques et administratifs disponibles en 2012

> La normalisation française

Les fonctions auxquelles doivent satisfaire **les produits et systèmes de réparation des bétons** ont été identifiées dans **les normes relatives aux produits spéciaux destinés aux réparations** élaborées dans les années 80-90 (normes de la série **P 18-8**** dont certaines servaient de support **à la Marque NF : Produits spéciaux construction béton,** qui est régie par **le règlement NF 030**). Les textes français étaient pionniers en Europe mais pas forcément adaptés aux pratiques des autres pays. **Cette classification française** a donc dû être, en grande partie, remise en cause dans la forme plutôt que dans le fond par la parution **de normes européennes** sur les méthodes ainsi que sur les produits et systèmes de produits pour la protection et la réparation de structures en béton.

Certaines **des normes de produits ou d'essais de la série P 18-8**** restent cependant valables faute de normes européennes équivalentes et **la Marque NF,** qui a subi un toilettage de son règlement pour tenir compte de ces nouvelles normes européennes, est toujours en vigueur.

> La normalisation européenne

Depuis le début des années 2000, le rythme de parution des normes européennes s'est accru et leur substitution aux normes nationales se termine.

Ces normes européennes font appel à **de nouvelles classifications des produits et systèmes.** Cette exigence **de nouvelles fonctions** a été rendue possible par les progrès importants réalisés ces trente dernières années dans la connaissance des causes et des mécanismes conduisant à la dégradation des structures en béton armé ou non (dégradation du matériau béton et corrosion des armatures).

Pour pouvoir passer des classifications nationales aux classifications européennes et surtout pour pouvoir utiliser ces nouvelles normes européennes, **des textes passerelles** ont été élaborés.

> Ces textes ont été rendus également nécessaires pour les deux raisons supplémentaires suivantes :

- toutes les normes européennes ne sont pas encore parues, des coquilles et des imprécisions peuvent subsister dans les textes, certaines normes sont actuellement en cours de révision et tous les textes de référence français n'ont pas encore été mis à jour ;
- les normes européennes introduisent pour certaines fonctions des exigences de performances comportant plusieurs niveaux mais, malheureusement, sans donner les critères de choix des niveaux. Ces niveaux sont explicités, si nécessaire, dans le présent guide.

NOTA : ***l'annexe n°1 du guide FABEM 1,*** *qui traite des documents de référence, donne la liste de toutes les normes françaises supprimées et celles qui sont conservées ou amendées.*

Les principales définitions normalisées des termes utilisés dans le présent guide se trouvent regroupées dans les normes de la série **1504-****.

1.2.1 LES PRINCIPALES DÉFINITIONS DE LA NORME HOMOLOGUÉE NF EN 1504-1

> 1 - Termes généraux

- **performance :** aptitude d'un produit ou système à réaliser une réparation ou une protection efficace et durable sans effets préjudiciables pour la structure d'origine, les autres structures, les opérateurs du site, les utilisateurs, des tierces parties et pour l'environnement ;
- **essai de performance :** essai réalisé pour vérifier la valeur d'une caractéristique requise du produit ou du système en termes de performance spécifiée pendant l'application ou l'utilisation ;
- **produit :** constituant formulé pour la réparation ou la protection des structures en béton ;
- **système :** ensemble de deux ou plusieurs produits utilisés conjointement ou consécutivement, pour effectuer des réparations ou pour protéger les structures en béton;
- **technologie :** application d'un produit ou système à l'aide de matériels ou de techniques spécifiques.

> 2 - Principales catégories de produits et de systèmes

- **produits et systèmes d'ancrage :** produits et systèmes qui :
  - maintiennent l'armature dans le béton pour lui conférer un comportement structural approprié,
  - remplissent les cavités pour assurer une continuité entre les éléments en acier et en béton ;
- **produits et systèmes d'injection :** produits et systèmes qui, injectés dans une structure en béton, restituent l'intégrité et/ou la durabilité de la structure ;
- **produits et systèmes de protection d'armature :** produits et systèmes appliqués à une armature non protégée afin d'assurer sa protection contre la corrosion ;
- **produits et systèmes de collage :** produits et systèmes appliqués au béton pour établir une liaison structurale durable avec les matériaux supplémentaires qui lui sont appliqués ;

- **produits et systèmes de réparation structuraux :** produits et systèmes appliqués à une structure en béton pour remplacer le béton défectueux et pour restituer à la structure son intégrité et sa durabilité ;
- **produits et systèmes de protection de surface :** produits et systèmes qui, lorsqu'ils sont appliqués, améliorent la durabilité du béton et renforcent les structures en béton.

> 3 - Principaux types et constituants chimiques des produits et systèmes de protection et de réparation

- **additions :** matériaux inorganiques finement broyés pouvant être ajoutés aux produits de réparation pour en améliorer certaines propriétés ou pour leur conférer des propriétés particulières. Il existe deux types d'additions :
  - les additions pratiquement inertes (type I),
  - les additions pouzzolaniques ou hydrauliques latentes (type II) ;
- **ajouts pour liants hydrauliques :** produits qui sont ajoutés à un liant hydraulique afin de lui conférer des caractéristiques spécifiques et qui n'entrent pas dans la catégorie des adjuvants et des additions ;
- **ajouts pour polymères réactifs :** produits autres que les adjuvants et les additions qui confèrent au produit de réparation des propriétés spécifiques ;
- **adjuvant :** matériau en quantité inférieure à 5% en masse de la teneur en ciment du béton, ajouté pendant la procédure de malaxage du béton pour modifier les propriétés du mélange lorsque le béton est frais ou durci ;
- **revêtement :** traitement destiné à produire une couche de protection continue sur la surface du béton ;
- **liant hydraulique (H) :** matériau inorganique qui réagit à l'eau et qui subit une réaction d'hydratation pour produire un matériau solide ;
- **mortier ou béton hydraulique (CC) :** mortier ou béton à base de liant hydraulique mélangé à des granulats calibrés, qui peut inclure des adjuvants et des additions et dont, après mélange, la prise se fait par réaction d'hydratation ;
- **mortier ou béton de ciment hydraulique polymère (PCC) :** mortier ou béton hydraulique modifié par l'incorporation de polymères ajoutés en quantité suffisante pour lui conférer des propriétés spécifiques ;
- **mortier et béton polymères (PC) :** mélange de liant polymérisable et de granulats calibrés dont la prise se fait par réaction de polymérisation ;
- **liant polymère réactif (P) :** liant constitué en général de deux composants, une base réactive et un durcisseur ou un catalyseur qui polymérisent à température ambiante. Des ajouts peuvent également être incorporés.

NOTE : *les sigles utilisés dans le présent guide font souvent référence* ***au guide technique de 1996 du LCPC-Sétra*** *relatif au choix et à l'application des produits de réparation et de protection des ouvrages en béton et peuvent différer de ceux qui ont été adoptés par la norme européenne. Les correspondances entre les sigles, les abréviations et les noms sont données par le tableau ci-après.*

Guide 1996	Norme européenne	Produits (mortiers ou bétons à base de ...)
LH	CC	Liant hydraulique (H)
EP	Non utilisé	Résine époxy
LHM	PCC	Liant hydraulique (H) modifié par des polymères (P)
LR	PC	Polymère (P) ou «résine»
PMMA	Non utilisé	Polyméthacrylate de méthyle
PUR	Non utilisé	Résines polyuréthanes

Tableau n° 1 : liste comparative des principaux sigles utilisés pour les produits de réparation à base de liants hydrauliques et organiques en France et en Europe

1.2.2 LES PRINCIPALES DÉFINITIONS DE LA NORME HARMONISÉE NF EN 1504-2

- **revêtement :** traitement destiné à produire une couche protectrice continue à la surface du béton ;
- **épaisseur de couche :**
  - l'épaisseur moyenne du feuil sec est définie dans la norme **NF EN ISO 2808**,
  - l'épaisseur minimale du feuil sec (d_{min}) doit être considérée comme étant le fractile inférieur 5% de la distribution normale des valeurs de mesure de l'épaisseur,
  - l'épaisseur minimale absolue du feuil sec susceptible d'être obtenue lors de l'application est d'au moins $0,7d_{min}$.

1.2.3 LES PRINCIPALES DÉFINITIONS DE LA NORME HARMONISÉE NF EN 1504-3

- **produit d'accrochage :** constituant d'un système de réparation utilisé pour améliorer l'adhérence d'un mortier ou d'un béton de réparation sur un support en béton de manière à créer une liaison permanente insensible, en service, à l'humidité et aux bases fortes ;
- **temps de raidissement :** temps au-delà duquel l'ouvrabilité d'un béton ou d'un mortier de réparation à base de liants hydrauliques ou à base de liants hydrauliques modifiés est perdue.

1.2.4 LES PRINCIPALES DÉFINITIONS DE LA NORME HARMONISÉE NF EN 1504-4

- **produits et systèmes de collage structural :** produits et systèmes appliqués au béton pour établir une liaison structurale durable avec les matériaux supplémentaires qui lui sont appliqués ;
- **mortier et béton polymères (PC) :** mélange de liant polymérisable et de granulats calibrés dont la prise se fait par réaction de polymérisation ;
- **temps ouvert :** intervalle de temps maximum entre la fin du mélange du produit de collage et la fermeture du joint qui permet de satisfaire l'exigence relative à la résistance d'adhérence, telle que spécifiée dans le présent document ;
- **durée de vie en pot des produits de collage structural :** temps mis par le produit de collage mélangé pour atteindre une température spécifique dans le récipient de mélange ;

NOTE : *cette durée de vie en pot est déterminée lors d'un essai d'identification réalisé dans les conditions normales de laboratoire.*

- **durée pratique d'utilisation des produits de collage structural :** période pendant laquelle le produit de collage mélangé reste applicable dans les quantités de produit mélangé utilisées et à la limite des conditions pour lesquelles le produit est prévu.

1.2.5 LES PRINCIPALES DÉFINITIONS DE LA NORME HARMONISÉE NF EN 1504-5[3]

- **produits d'injection :** les produits d'injection tels qu'ils sont définis dans la norme NF EN 1504-1 peuvent être répartis en trois classes selon l'utilisation prévue ;

NOTE : *lors d'une réparation par précontrainte additionnelle, s'il est nécessaire d'injecter les fissures du béton, seuls les produits d'injection de type F sont utilisés. Il s'agit des produits d'injection pour le remplissage transmettant les efforts des fissures, vides et interstices dans le béton. Il s'agit, le plus souvent, de produits d'injection à base de liants résineux réactifs.*

- **produit d'injection à base de liant résineux réactif (P) :** produit dont le durcissement correspond à la polymérisation d'un liant résineux réactif. La partie active d'un liant résineux impliqué dans le durcissement est le groupe fonctionnel ;

[3] *Cette norme ne traite pas des produits d'injection des conduits de précontrainte.*

- **produit d'injection à base de liant hydraulique (H) :** produit dont le durcissement correspond à la réaction d'hydratation d'un liant hydraulique ;
- **délai maximal d'utilisation d'un produit d'injection :** temps que met le mélange pour :
  - parvenir à une augmentation de température de 15°C pour les produits d'injection à base de liant résineux réactif (ou à la température maximale si l'augmentation de température est inférieure à 15°C),
  - ou enregistrer une diminution de la stabilité de filtration, pour les produits d'injection à base de liant hydraulique ;
- **temps d'utilisation d'un produit d'injection :** temps pendant lequel le produit d'injection mélangé peut être mis en œuvre, dans les quantités utilisées et aux conditions limites auxquelles le produit est apte à remplir sa fonction. Le temps d'utilisation est évalué en déterminant le délai maximal d'utilisation et équivaut à 70% de ce délai maximal d'utilisation, en l'absence d'autres recommandations du fabricant ;
- **largeur de fissure :** largeur de la fissure mesurée à la surface du béton ;
- **injectabilité :** aptitude d'un produit d'injection à pénétrer dans une fissure. La classe d'injectabilité correspond à la largeur minimale de la fissure, en mm, dans laquelle le produit est injectable. Les largeurs de fissure suivantes sont prises en compte : 0,1 mm, 0,2 mm, 0,3 mm, 0,5 mm et 0,8 mm ;
- **taux d'humidité de la fissure :** quantité d'eau dans la fissure ou s'en écoulant (la fissure peut être : sèche, humide, mouillée ou remplie d'eau) ;
- **mouvement de la fissure :** variation de la largeur de la fissure en fonction du temps. Cette variation peut être causée : par des influences mécaniques (trafic), physiques (variations de température journalières ou saisonnières).

1.2.6 LES PRINCIPALES DÉFINITIONS DE LA NORME HARMONISÉE NF EN 1504-6

- **produits d'ancrage :** produits à base de liants hydrauliques ou résines synthétiques ou encore leur mélange, placés à l'état fluide ou pâteux, pour sceller des barres d'armatures en acier dans les structures en béton.

1.2.7 LES PRINCIPALES DÉFINITIONS DE LA NORME HARMONISÉE NF EN 1504-7

- **revêtements actifs :** revêtements contenant des pigments électro-chimiquement actifs, susceptibles d'agir comme inhibiteurs ou pouvant assurer une protection cathodique localisée ;

- **revêtements étanches :** revêtements qui isolent l'armature de l'eau interstitielle dans la matrice environnante à base de ciment.

1.2.8 LES PRINCIPALES DÉFINITIONS DE LA NORME HOMOLOGUÉE NF EN 1504-8

REMARQUE : *cette norme vise le contrôle de la production en usine.*

- **lot :** quantité de matériau fabriquée, soit en une seule opération, soit, dans le cas d'une production en continu, en quantité définies (en tonnes), dont la composition doit être démontrée comme uniforme par le producteur et qui ne doit pas représenter plus d'une journée de production ;
- **essai d'identification :** essai visant à vérifier une valeur déclarée concernant la composition ou une propriété du produit ou du système en termes de cohérence de la production ;

NOTE : *cet essai a pour objet de garantir que le produit ou le système soumis à l'essai correspond au produit ou au système qui a été soumis à l'essai initial de type, dans la limite des tolérances admises.*

- **essai de performance :** essai visant à vérifier une valeur attribuée à une propriété donnée du produit ou du système concernant ses performances spécifiées pendant l'application et l'utilisation ;

NOTE : *cet essai a pour objet de garantir que le produit ou le système est conforme à ses caractéristiques de performance spécifiées.*

- **valeur déclarée :** valeur déclarée et consignée par écrit par le fabricant à des fins d'identification ou d'exigences de performance.

1.2.9 LES PRINCIPALES DÉFINITIONS DE LA NORME HOMOLOGUÉE NF EN 1504-9

- **défaut :** état inacceptable qui peut être intrinsèque ou résulter d'une détérioration ou d'un dommage ;
- **maintenance :** mesures récurrentes ou continues qui permettent d'effectuer des opérations de réparation et/ou de protection ;

- **protection :** mesure destinée à empêcher ou à réduire l'apparition de défauts dans la structure ;
- **réparation :** mesure destinée à les défauts dans la structure ;
- **durée de vie utile :** période pendant laquelle les performances prévues sont atteintes ;
- **substrat :** surface sur laquelle un matériau de protection ou de réparation doit être appliqué.

1.2.10 LES PRINCIPALES DÉFINITIONS DE LA NORME HOMOLOGUÉE NF EN 1504-10

- **personne habilitée :** propriétaire franc et, s'il ne s'agit pas de la même personne, la personne occupant légalement les locaux ;

REMARQUE : *le terme de* ***maître d'ouvrage*** *d'un usage courant en France est utilisé dans le présent guide à la place de celui de personne habilitée.*

- **adhérence :** force de liaison entre le produit ou le système appliqué et le support ;
- **coulis de ciment :** mélange de ciment, d'eau et, dans certains cas, d'adjuvants ;
- **produits et systèmes de réparation à base de ciment :** mortiers, bétons et coulis hydrauliques ou hydrauliques polymères ;
- **revêtement :** traitement consistant à poser une couche continue sur la surface du béton, d'une épaisseur généralement comprise entre 0,1 mm et 5,0 mm. Certaines applications peuvent exiger une épaisseur supérieure à 5,0 mm ;
- **mortiers hydrauliques et bétons hydrauliques (CC) :** mortiers et bétons à base d'un liant hydraulique mélangé à des granulats calibrés, qui peuvent inclure des adjuvants et des additions et qui, lorsqu'ils sont mélangés au mortier, font prise par une réaction d'hydratation;
- **mortiers ou bétons :** mortiers et bétons à base de liants hydrauliques ou de polymères et mortiers et bétons hydrauliques modifiés ;
- **mortiers ou bétons de ciments hydrauliques polymères (PCC) :** mortiers et bétons hydrauliques modifiés par l'addition d'un polymère ;
- **mortiers de polymères et bétons de polymères (PC)** ;

- **trou préformé :** trou ou fente formé(e) ou découpé(e) dans le béton, dans lequel une armature ou une autre fixation doit être ancrée ;
- **plan qualité :** programme destiné à garantir que les activités liées à un processus sont adaptées à l'objectif prévu ;
- **enlèvement :** enlèvement des parties contaminées, détériorées et/ou de parties saines du support ;
- **rugosité :** degré d'irrégularité d'une surface ;
- **repiquage :** enlèvement de matière à la surface du support jusqu'à une profondeur de 15 mm ;
- **support :** surface sur laquelle un matériau de protection ou de réparation doit être appliqué;
- **humide sur humide :** application d'un mortier ou d'un béton à base de ciment sur la surface d'un matériau similaire qui a pris mais n'a pas durci.

1.2.11 LES PRINCIPALES DÉFINITIONS RELATIVES À LA PRÉCONTRAINTE ET AUX DÉFAUTS QUI L'AFFECTENT

NOTE : *ces définitions ont été tirées du* ***dictionnaire de l'entretien routier*** *et de son volume n° 5 :* ***Ouvrages d'art,*** *document disponible sur le site de la DTRF (documentation des techniques routières françaises) avec quelques aménagements de détail.*

1.2.11.1 Précontrainte

- **armature gainée protégée :** armature de précontrainte placée dans une gaine individuelle injectée de graisse ou de cire ;
- **barre de clouage :** barre de précontrainte courte assurant la fixation d'un élément sur une partie d'ouvrage ;
- **bossage :** bloc de béton en excroissance par rapport à une paroi qui permet l'ancrage d'une ou plusieurs armatures de précontrainte ;
- **cachetage :** protection des têtes d'ancrages ;
- **capot :** coiffe étanche entourant la tête d'ancrage et remplie d'un produit de protection vis-à-vis de la corrosion ;
- **clavette :** pièce métallique enserrant un toron pour le coincer dans un évidemment de la plaque ou de la tête d'ancrage ;

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

- **cire d'injection :** produit de protection des armatures de précontrainte, à base de cire pétrolière, qui est injecté à chaud dans les conduits ;
- **conduit :** gaine ou tube dans lequel est enfilée une armature de précontrainte ;
- **coulis d'injection :** produit de protection des armatures de précontrainte à base de ciment, qui est injecté sous faible pression dans les conduits ;
- **déviateur :** bloc de béton ou pièce métallique, en excroissance par rapport à une paroi, qui sert à modifier la direction des câbles de précontrainte ;
- **étrier actif :** armature de précontrainte, généralement implantée dans les âmes, qui participe à la reprise de l'effort tranchant ;
- **évent :** petit tuyau d'évacuation de l'air qui permet le bon remplissage des conduits lors de l'injection ;
- **gaine :** conduit souple permettant l'enfilage des câbles de précontrainte puis l'injection d'un coulis, d'une graisse ou d'une cire :
  - la gaine peut être placée à l'intérieur ou à l'extérieur du béton,
  - la gaine peut être constituée par un feuillard métallique enroulé en spirale (utilisée à l'intérieur du béton), un tube métallique ou un tube en PEHD (polyéthylène haute densité)… ;
- **graisse d'injection :** produit de protection des armatures actives à base de graisse pétrolière qui est injectée à chaud dans les conduits de précontrainte ;
- **massif d'ancrage :** bloc de béton en excroissance par rapport à une paroi qui sert à ancrer un ou plusieurs câbles de précontrainte ;

NOTE : *ce terme est à préférer à celui, parfois utilisé, de* ***bloc d'ancrage.***

- **plaque d'ancrage :** plaque métallique épaisse percée d'un ou plusieurs trous, permettant l'ancrage d'une armature active ;
- **plaque d'appui :** tôle métallique épaisse qui sert d'appui à la tête d'ancrage de précontrainte et transmet l'effort de précontrainte au béton ;
- **précontrainte extérieure au béton :** précontrainte qui n'est pas noyée dans le béton ;
- **précontrainte extradossée :** précontrainte positionnée en élévation au-dessus du tablier ;
- **précontrainte intérieure au béton :** précontrainte noyée dans le béton ;
- **précontrainte sous bandée :** précontrainte extérieure située sous le tablier ;
- **tête d'ancrage :** ensemble des pièces métalliques comprenant la plaque d'ancrage, les clavettes et le capot, qui permet le blocage du câble de précontrainte ;

- **trompette :** pièce tubulaire située derrière la plaque d'ancrage qui a pour fonction le raccordement des conduits à la plaque d'ancrage et l'épanouissement des torons ou des fils entre le conduit et la tête d'ancrage (la trompette peut être en acier, fonte ou matière plastique) ;
- **tromplaque :** pièce moulée de l'ancrage assurant à la fois les fonctions de plaque d'ancrage et de trompette ;
- **tube métallique :** conduit rigide en métal, permettant l'enfilage des armatures de précontrainte et l'injection d'un coulis protecteur, d'une graisse ou d'une cire.

1.2.11.2 Défauts

- **défaut d'injection des câbles :** absence partielle de produit de protection du câble comme le coulis, la cire ou la graisse, à l'intérieur d'un conduit ;
- **écrasement :** déformation importante et irréversible, voire destruction, sous l'effet d'une forte compression ;
- **efflorescence :** dépôt irrégulier de teinte blanchâtre de carbonate de calcium se produisant parfois à la surface du béton ;
- **épaufrure :** fragment détaché de la masse du béton, situé le plus souvent sur une arête ;
- **festonnage de conduit :** déformation d'un conduit de précontrainte mal maintenu lors du bétonnage causé par le manque de raideur du ferraillage ou un défaut d'attache du conduit sur le ferraillage ;
- **fissure d'entraînement :** fissure située à l'arrière du point d'application d'un effort concentré important, comme celui créé par un câble de précontrainte ;
- **fissure de diffusion :** fissure située à l'avant du point d'application d'un effort concentré important, comme celui créé par un câble de précontrainte ou une réaction d'appui ;
- **fissure de poussée au vide :** fissure engendrée par les efforts qui résultent de la mauvaise maîtrise des efforts dus à la déviation d'un élément ;
- **lèvres d'une fissure :** bords opposés d'une fissure ;
- **microfissure :** fissure dont l'ouverture est inférieure à 0,1 mm ;
- **ouverture d'une fissure :** distance entre les lèvres de la fissure mesurée au niveau du parement ;
- **poussée au vide :** force créée par la déviation ponctuelle ou répartie d'un élément, câble ou membrure, tendu ou comprimé ;
- **rejet d'une fissure :** décalage hors du plan du parement d'une lèvre de la fissure par rapport à l'autre.

2 Documents de référence

2.1 Généralités

2.2 Documents de référence relatifs aux armatures et procédés de précontrainte par post-tension

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

2.1 Généralités

L'évolution continuelle des documents de référence et, en particulier, des normes rend très rapidement caduc tout document imprimé. La liste complète des **documents de référence** visés dans le présent guide a donc été reportée dans **l'annexe 1** avec, ce qui permet rapidement de repérer les modifications, **les dates de valeur de ces documents.**

*Il est fait référence, dans les différents chapitres du présent guide, à un certain nombre de textes actuellement en vigueur (fascicules du CCTG, DTU, normes françaises, normes européennes…). **Du fait de la parution de nouvelles normes européennes, ou de la révision de normes existantes,** certains de ces textes devront être modifiés ou retirés ces prochaines années. Le présent guide prend cependant en compte, si nécessaire, certaines des modifications ainsi apportées. De plus, dans la mesure du possible, ce guide pointe les textes dont les références normatives ne sont pas à jour.*

*Ces modifications ou retraits concernent également **les guides de la famille FABEM** qui ont été mis en ligne depuis quelques années car, par exemple, les normes européennes de la **série 1504-**** relatives **aux produits et systèmes de produits** se substituent **presque entièrement**[4] aux normes françaises correspondantes de **la série P 18-8**.***

> Les mises à jour des documents de référence peuvent être recherchées sur les sites des organismes suivants :

- l'Association Française de Génie Civil (AFGC) ;
- l'Association Française de Normalisation (AFNOR) ;
- l'Association pour la Qualité de la Précontrainte et des Équipements (ASQPE) ;
- l'Association pour la Qualité de la Projection des Mortiers et Bétons (ASQUAPRO) ;
- le Centre Français de l'Anticorrosion (CEFRACOR) ;
- le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB) ;
- CIMbéton, le centre d'information sur le ciment et ses applications
- la Fédération Française du Bâtiment (FFB) ;
- la Fédération Nationale des Travaux Publics (FNTP) ;
- l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR) qui résulte de la fusion du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) et de l'Institut National de Recherche sur les Transports et leur Sécurité (INRETS) depuis le 1er janvier 2011 ;

[4] *Il existe une norme européenne sur les produits de scellement **(NF EN 1504-6)** mais pas sur les produits de calage. Les deux normes françaises **P18-821** et **P18-822** (produits de calage et scellement) resteront donc, après révision, applicables jusqu'à la parution d'une norme européenne sur les produits de calage.*

- l'Institut National de Recherche et de Sécurité (INRS) ;
- Légifrance ;
- le Ministère de l'économie, de l'industrie et de l'emploi (MEIE) (téléchargement des fascicules du CCTG) ;
- l'Organisme Professionnel de Prévention du Bâtiment et des Travaux Publics (OPPBTP) ;
- le Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA ou Sétra) ;
- le Syndicat des Entreprises Distributrices de Précontrainte (SEDIP) ;
- le Syndicat National des Entrepreneurs Spécialistes de Travaux de Réparation et Renforcement de Structures (STRRES) ;
- etc.

Les coordonnées de ces différents sites sont disponibles dans une annexe au **guide général (Guide 0).**

Rappel important : *en général, les normes et la plupart des guides ne fixent ni le rôle de chacun des intervenants, ni les conditions de choix des produits et de leur mise en œuvre, ni la consistance exacte des épreuves d'étude, de convenance ou de contrôle (par exemple, types et nombre d'essais). Ils ne traitent pas non plus de ce qui relève des contrôles internes ou externes ou extérieurs à l'entreprise, etc.* ***Il appartient donc au marché de fixer les exigences correspondantes.***

Il est rappelé que, dans **un marché,** la contractualisation d'un texte tel qu'un guide, **un fascicule de CCTG, un DTU, une norme, un agrément technique, un avis technique…** doit le plus souvent être complétée par **des exigences additionnelles** adaptées aux dispositions du texte et aux conditions de réalisation des travaux de réparation ou de renforcement à effectuer.

> Par exemple :

- dans un guide, seules certaines parties relèvent de la contractualisation ;
- dans un **DTU**, la liste des travaux relatifs au corps d'état concerné par celui-ci est fixée. Le **DTU** attribue à d'autres corps d'état certains des travaux préparatoires. Enfin, il renvoie aux documents particuliers du **marché (DPM)** pour fixer des travaux à faire exécuter par le corps d'état mais qui ne figurent pas dans la liste susvisée (ce point est explicité dans la remarque ci-après à cause de son incidence sur la rédaction des pièces de **marché**) ;

- dans une norme, plusieurs niveaux de performances peuvent être proposés, un choix est donc à faire ;
- dans une norme, les conditions climatiques (température et hygrométrie) retenues pour les essais en laboratoire des produits peuvent ne pas correspondre à celles qui seront enregistrées sur le site de l'ouvrage lors de la mise en œuvre des produits ;
- dans une norme, les conditions de mise en œuvre qui sont fixées peuvent ne pas correspondre à celles du chantier… ;
- dans tous ces documents et, en particulier, dans les recommandations, un avis technique, il est important de vérifier que le domaine d'application s'applique bien au cas à traiter. Par exemple, la résistance au feu, la tenue à la fatigue (sollicitations statiques ou dynamiques), le renforcement vis-à-vis des sollicitations sismiques… peuvent être inclues ou exclues…

> Pour la rédaction d'un marché de réparation, il est possible de s'appuyer sur :

- **les recommandations de 1993 du Sétra** pour la rédaction de marchés de réparation d'ouvrages d'art ;
- **le CCTP-type du Sétra** pour la rédaction des marchés de construction d'ouvrages d'art ;
- **le CCTP-type du Sétra** pour la rédaction des marchés de réparation d'ouvrages d'art ;
- **le guide de l'AFGC** pour la maîtrise de la durabilité de la précontrainte (à paraître).

REMARQUE IMPORTANTE : ***un marché de bâtiment***[5] *est décomposé le plus souvent en plusieurs lots attribués à différents corps d'état. Au contraire,* ***un marché de génie civil*** *fait appel le plus souvent à une entreprise générale ou à un groupement d'entreprises. Les textes officiels concernant ces deux domaines ont donc été rédigés en conséquence. Il faut en tenir compte lors de la rédaction* ***d'un marché*** *de réparation. Dans la mesure du possible* ***le présent guide*** *attire l'attention sur les particularités de ces deux domaines.*

L'extrait, ci-après, d'une partie (1 des 4 caractéristiques) du tableau n° 1a de la norme harmonisée **NF EN 1504-5** (produits et systèmes d'injection du béton), montre la nécessité de fixer dans **le marché** si le produit est destiné à subir un cisaillement oblique (adhérence par résistance au cisaillement oblique), des conditions de températures élevées (ce qui peut avoir des incidences sur la valeur de la température de transition vitreuse)… En effet, les caractéristiques de performances (des produits d'injection pour le remplissage transmettant les efforts des fissures) sont données, soit pour **toutes les utilisations prévues** dans la norme, soit seulement pour **certaines utilisations prévues.**

De plus, pour **des utilisations non prévues,** il appartient **au marché** de fixer les exigences de performances et les essais de contrôle correspondants.

[5] *ATTENTION, le domaine du bâtiment impose la tenue au feu, voire la résistance au séisme.*

Caractéristiques de performances Méthode de réparation 1.5[6] , 4.5 et 4.6	Utilisation prévue
Caractéristiques de base :	
Adhérence par résistance en traction (H, P)	■
Adhérence par résistance au cisaillement oblique (H, P)	□
Retrait volumétrique (P)	■
Ressuage (H)	■
Changement de volume (H)	■
Température de transition vitreuse (P)	□
Teneur en chlorures (H)	□

Tableau n° 2 : partie extraite du tableau n°1 a) de la norme EN 1504-5

NOTA : ■ *pour toutes les applications prévues et* □ *pour certaines utilisations prévues.*

[6] *Le tableau de la norme indique la méthode 1.4 : colmatage superficiel des fissures. Il faut lire 1.5 : colmatage des fissures, ce qui correspond à un remplissage des fissures.*

2.2 Documents de référence relatifs aux armatures et procédés de précontrainte par post-tension

Depuis les années 60, **la Commission Ministérielle de la Précontrainte,** qui deviendra ensuite **la Commission Interministérielle de la Précontrainte (CIP),** était chargée de l'agrément (homologation) des armatures, des procédés de précontrainte…

L'obligation du respect de **la Directive produits de construction** et le développement de **la normalisation européenne et des agréments techniques européens** ont conduit à **la dissolution en 2006** de la **CIP** et à la mise en place des nouvelles procédures, détaillées dans le chapitre 7 au-dessous relatif au choix des produits et matériaux.

3

Etudes préliminaires - Désordres pouvant relever d'une précontrainte additionnelle

3.1 Généralités
3.2 Etudes préliminaires - Méthodologie à suivre
3.3 Désordres pouvant relever de la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

> Ce chapitre traite :

- en premier, **des études préliminaires** que **le maître d'ouvrage** doit faire effectuer pour mettre au point **le marché.** Lors de ces études, une des phases essentielles concerne **la reconnaissance des désordres existants** (auscultation - diagnostic - pronostic), laquelle est à la base du choix de la solution à mettre en œuvre. Il a été souhaité rappeler tous les désordres qui ont pu se manifester dans les ouvrages en béton précontraints depuis les années 60/70 et expliquer leurs causes, même si les mesures correctives mises en œuvre ont permis depuis d'éradiquer bon nombre de problèmes ;

- en second, des différents types de désordres et de leurs causes, ce qui peut nécessiter la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle.

> Toujours dans le cadre des études préliminaires, les chapitres 4 et 5 ci-après traitent :

- des principes et du dimensionnement des réparations et des renforcements par précontrainte additionnelle ;

- des techniques disponibles pour la conception des réparations et des renforcements par précontrainte additionnelle.

Comme **l'introduction commune** à l'ensemble **des guides du STRRES** le rappelle, l'expérience montre que, dans un certain nombre d'opérations de réparation, lors des travaux, **des dérapages dans les quantités et les coûts se produisent** rapidement, voire quelques années après les travaux, **de nouveaux désordres apparaissent à proximité de la réparation ou celle-ci ne tient pas.** Toutes ces déconvenues sont, le plus souvent, dues **à la faiblesse du diagnostic lors des études préliminaires.**

En effet, certains **maîtres d'ouvrage** croient qu'il suffit pour réparer un ouvrage de traiter **les désordres apparents** (par exemple, les épaufrures, les éclatements, les armatures endommagées…) et, qu'en conséquence, pour eux, **les études préliminaires** portent uniquement sur **le relevé des désordres visibles** et sur le **métré** qui s'y rapporte. Il faut, en fait, procéder à une évaluation de la structure en béton en suivant la procédure définie ci-après.

***ATTENTION**, la norme homologuée **NF EN 1504-9** impose que **l'évaluation de l'état réel d'une structure en béton soit effectuée avant de procéder aux opérations de protection et de réparation.** De plus, dans son annexe A (informative), elle en donne les lignes directrices.*

En cas de contentieux, l'absence ou l'insuffisance des études préalables pourrait être prise en compte dans les motifs de la décision d'un tribunal.

Photo n° 1 : le guide LCPC-Sétra de 1996 et le guide de l'AFGC de 2003 *(crédit photo AFGC, LCPC et Sétra)*

Photo n° 2 : différents désordres de structures en béton armé et précontraint *(photomontage)*

Pour éviter de coûteuses déconvenues, le présent guide rappelle qu'il existe **un processus à suivre pour aboutir à une action de réparation.** Ce processus passe par **plusieurs étapes incontournables** qui ont été développées dans **le guide technique de 1996** édité par le **LCPC** et dans **le guide de novembre 2003** édité par **l'AFGC**. Un tel processus est également développé dans la norme européenne **NF EN 1504-9.**

Toute opération de réparation a pour origine la prise en compte **d'observations alarmantes sur l'aspect d'une partie de bâtiment ou d'ouvrage.** L'alerte peut être donnée, soit par un inspecteur s'il s'agit d'un ouvrage régulièrement surveillé, soit par un usager ou un tiers qui aperçoit une ou des fissures, des morceaux de béton qui se détachent ou encore le gestionnaire qui intervient, par exemple, après un choc accidentel important ou un incendie.

> Ces premières observations, après la prise des premières mesures de sauvegarde qui s'imposent, demandent évidemment à être approfondies et il faut entrer alors dans un processus en sept étapes qui comporte en 4ème position une étape[7], parfois facultative, relative à la mise en sécurité de l'ouvrage en attendant les travaux ou pendant ceux-ci :

- **1. la détection de la dégradation ;**
- **2. l'auscultation – le diagnostic – le pronostic ;**
- **3. l'établissement du projet de réparation ;**

[7] *Cette quatrième étape sur la mise en sécurité de l'ouvrage, qui est parfois incontournable, n'apparaît pas dans le guide technique de 1996 susvisé.*

- **4. la mise en sécurité de l'ouvrage ;**
- **5. la mise en œuvre des produits ;**
- **6. les contrôles et vérifications des résultats ;**
- **7. la surveillance.**

Il y a lieu de rappeler que la deuxième étape, qui porte sur **«l'auscultation - le diagnostic - le pronostic»,** est **essentielle.** Elle doit permettre d'identifier la maladie, d'en estimer l'étendue et d'en identifier les causes. **La qualité de ce diagnostic** revêt une grande importance pour le choix de la méthode de réparation, sa réussite ou son échec et, notamment, sa durabilité.

Se rappeler «que toute réparation sans un diagnostic préalable ou issue d'un diagnostic erroné est vouée à l'échec».

> Ce processus est développé dans les paragraphes 322 à 326 du guide FABEM 1 qui sert d'introduction commune à tous les guides de la famille FABEM et que le lecteur est invité à consulter. Ces cinq paragraphes traitent :

1. ***de la manifestation des désordres ;***
2. ***des causes de dégradation des matériaux (le béton et les armatures) et des structures ;***
3. ***des objectifs spécifiques de la réparation qui découlent des pathologies qui affectent les matériaux et/ou les structures ;***
4. ***de l'expertise préalable et du diagnostic, y compris la mise en jeu des responsabilités et garanties ;***
5. ***de la méthodologie d'élaboration d'un projet de réparation et du choix de la réparation en fonction des désordres rencontrés*** (souvent plusieurs causes agissent de concert).

L'expérience montre que, malgré les soins apportés à la mise au point d'un projet de réparation, il est parfois nécessaire d'y apporter ***certaines modifications lors des travaux*** *à cause des observations faites pendant ceux-ci (par exemple : l'absence de certaines des armatures, la non-concordance entre la position des armatures sur les plans et dans la structure, la présence de nids de cailloux ou de vides...).*

3.3.1 GÉNÉRALITÉS

Les désordres qui affectent une structure en béton armé ou béton précontraint ou un de ses éléments peuvent être dus, soit à **une pathologie de ses matériaux,** le béton, les armatures de précontrainte (à plus ou moins long terme cela conduit à une pathologie structurale), soit à **une pathologie structurale** causée par une sollicitation accidentelle (choc, séisme…), un tassement de fondation, un défaut de conception ou de réalisation…

De plus, il faut tenir compte du fait que contrairement **au béton armé**, où la corrosion prévient en se manifestant par des désordres apparents sur la peau du béton (fissurations, écaillages, épaufrures, aciers corrodés…), **en béton précontraint,** lorsque la corrosion se manifeste **au niveau de câbles intérieurs au béton,** elle est souvent généralisée et les désordres sont souvent graves sans être, pour autant, visibles.

ATTENTION, *certaines structures peuvent être qualifiées de* ***«fragiles»*** *car elles risquent de devenir* ***hypostatiques*** *en cas de rupture de certaines de leurs armatures de précontrainte. Ce peut être le cas, par exemple, de structures dont les réactions négatives sont uniquement reprises par des câbles exposés à des agents agressifs et sans dispositif de surveillance de leur état.* ***Il est important que de telles structures soient identifiées dans le cadre de leur gestion et fassent l'objet d'un suivi particulier après une analyse de risques.***

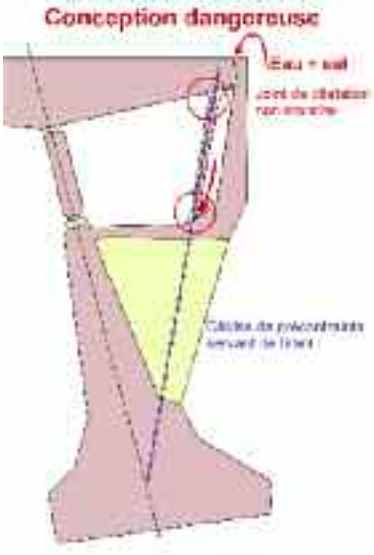

Figure n° 2 : exemple de pont à béquilles potentiellement fragile qui s'est effondré brutalement lors du passage d'un camion

NOTE : *les câbles de précontrainte servant de tirant ont été corrodés par les eaux chargées de sel de déneigement qui s'écoulaient au travers du joint de dilatation.*

> Enfin, il faut tenir compte des facteurs aggravants qui réduisent la durabilité comme, par exemple :

- la mauvaise qualité du béton à cause de sa porosité ou de sa gélivité ;
- l'absence de chape sur un pont, la présence d'une chape mais partielle ou inefficace ;
- l'absence d'un drainage efficace des eaux qui fait que celles-ci coulent sur les parements, les cachetages des ancrages… ;
- des cachetages des ancrages en mortier de faible épaisseur et fissuré qui peuvent laisser pénétrer les agents agressifs ;
- les défauts d'injection des conduits dans lesquels sont placées les armatures de précontrainte ;
- les fils de précontrainte sensibles à la corrosion sous tension (c'est le cas, par exemple, des fils laminés à trempe bainitique et forte teneur en Cu utilisés dans les années 50/60) ;
- les câbles relevés en travée et ancrés au niveau du hourdis supérieur dans des encoches plus ou moins étanches ;
- l'absence de surveillance et d'entretien…

Photo n° 3 : état d'un pont non entretenu de l'est de la France *(crédit photo LRPC Nancy)*

3.3 Désordres pouvant relever de la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle

> La méthode de réparation, voire de renforcement à mettre en œuvre a pour buts de :

- stabiliser ou d'annuler les phénomènes causes des désordres ;
- redonner au matériau béton sa continuité mécanique, voire d'ajouter du béton ;
- remplacer les armatures de béton armé, voire d'en ajouter ;
- redonner à la structure sa force portante, voire de l'augmenter, par exemple en ajoutant des armatures de précontrainte (1).

NOTE (1) : *d'autres méthodes de réparation et/ou de renforcement peuvent être utilisées à cet effet.*

Le paragraphe 3 du **guide FABEM 1** détaille les divers défauts et désordres qui peuvent affecter les structures et leurs origines, la méthodologie à suivre pour expertiser les structures et mettre au point un projet de réparation et/ou de renforcement, la majeure partie des différentes méthodes de réparation et/ou renforcement. Nous invitons le lecteur à s'y référer. Cependant, dans le paragraphe qui suit, vont être rappelés les principaux désordres pouvant affecter les structures précontraintes.

Les causes de ces désordres ont été identifiées au fur et à mesure que les désordres ont été découverts. Ensuite, des règles correctives ont été rédigées, en particulier, les règles du 2 avril 1975. *En conséquence, une bonne partie des désordres explicités dans cette partie du guide n'est plus constatée sur les ouvrages actuellement réalisés. Il a cependant été décidé de décrire ces désordres et leurs causes pour éviter :*

- *d'une part le renouvellement des erreurs passées (une sorte de vaccin de rappel !)*
- *d'autre part parce que certaines causes de désordres restent d'actualité comme les effets des efforts concentrés et des poussées au vide, les erreurs de conception et d'exécution…*

Des structures précontraintes ou en béton armé comme des réservoirs, des bâtiments… peuvent aussi être affectées par des désordres qui peuvent nécessiter la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle. Comme pour les ponts, ces désordres, suivant leurs causes, se manifestent par l'apparition de fissures, voire de déformations…, c'est-à-dire de tous les symptômes avec leurs origines décrits ci-après. Il n'a donc pas été jugé utile de développer, dans le présent guide, une partie spécifique concernant les pathologies de ces autres structures.

Il est également à noter que les techniques de réparation et/ou de renforcement développées ci-après pour les ponts sont transposables aux autres structures.

NOTE : *les spécificités de conception, calcul et réalisation des réservoirs sont développées dans le* ***fascicule 74 du CCTG : construction des réservoirs en béton.***

3.3.2 MANIFESTATION DES DÉSORDRES

En général la pathologie se manifeste par l'apparition **de fissures,** le plus souvent sans déformation perceptible. Cependant, des déformations peuvent révéler la présence des désordres, comme le montre la photographie ci-après.

Photo n° 4 : déformation du profil en long d'un tablier en béton précontraint *(Crédit photo LRPC Toulouse)*

Les structures précontraintes le sont rarement dans toutes les directions. En général, elles ne sont précontraintes que longitudinalement et fonctionnent en béton armé transversalement. Il est donc nécessaire de bien distinguer **les fissures type béton armé** (fissures de 0,1 à 0,3 mm et bien réparties) **des fissures marquant une pathologie locale ou générale.** L'ouverture de la fissure n'est pas toujours un critère de gravité, c'est surtout son activité qu'il faut mesurer ainsi que les surtensions qui peuvent affecter les armatures de béton armé et de précontrainte qui traversent la fissure.

3.3.3 INSUFFISANCE DE RÉSISTANCE VIS-À-VIS DE LA FLEXION

3.3.3.1 Manifestation des désordres

3.3.3.1.1 Cas des poutres à âmes pleines, des poutres-caissons post-contraintes

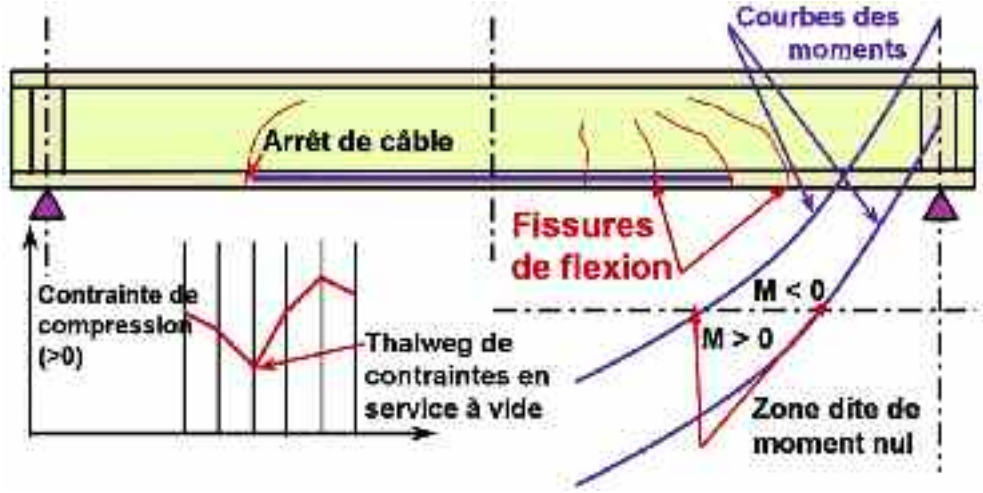

Figure n° 3 : croquis des zones préférentielles de fissuration par flexion

L'insuffisance de résistance vis-à-vis de la flexion se manifeste par des fissures verticales dans les zones où les courbes représentatives des contraintes normales présentent **"des thalwegs"**. C'est ainsi que la zone dite **"de moment nul"** est sensible à la fissuration car, dans cette zone, la compression à vide est minimale (Thalweg du diagramme des contraintes de la note de calculs). Les fissures se développent aussi plus facilement au droit des reprises de bétonnage et dans les zones d'arrêts de câbles (effet d'entraînement). À proximité des appuis, l'influence de l'effort tranchant se fait sentir, ce qui provoque l'inclinaison des fissures.

Photo n° 5 : fissures de flexion au pont du Bouc au niveau et à proximité d'une reprise de bétonnage *(Photo D. Poineau)*

L'introduction des efforts concentrés au droit des ancrages des câbles de précontrainte développent des efforts d'entraînement et de diffusion qui jouent un rôle dans le développement des fissures de flexion, mais aussi d'effort tranchant, comme le montre la photo ci-après.

Photo n° 6 : fissures dues à la combinaison de la flexion et de l'effort tranchant avec les efforts d'entraînement et de diffusion dans une poutre-caisson précontrainte *(crédit photo D. Poineau)*

3.3.3.1.2 Cas des poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension (dites : PRAD)

> Ces poutres peuvent présenter deux types de désordres classiques :

- une fissure de flexion à proximité des abouts d'extrémité ;
- des fissures sur les appuis intermédiaires lorsqu'elles sont rendues continues par un noyau de béton armé coulé en place.

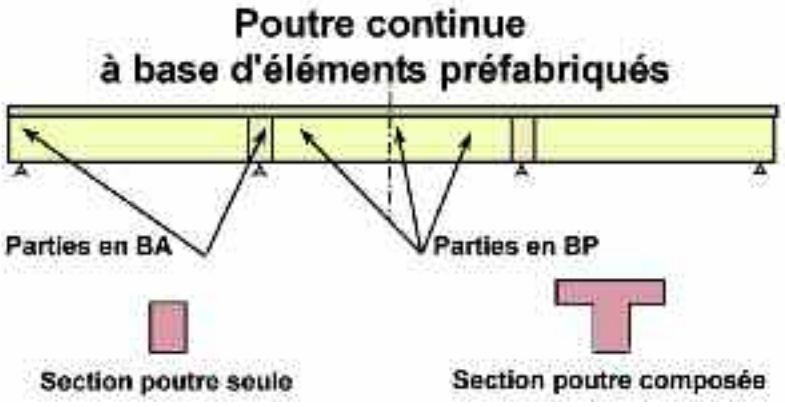

Figure n° 4 : principe de mise en continuité de poutres PRAD

Ces désordres peuvent affecter aussi bien les ouvrages relevant du domaine du bâtiment que ceux relevant du domaine du génie civil s'ils ne sont pas conçus, calculés et exécutés en tenant compte de leurs spécificités et tout spécialement lorsqu'il s'agit de structures hyperstatiques construites par phases mettant en jeu des redistributions d'efforts par déformations différées gênées.

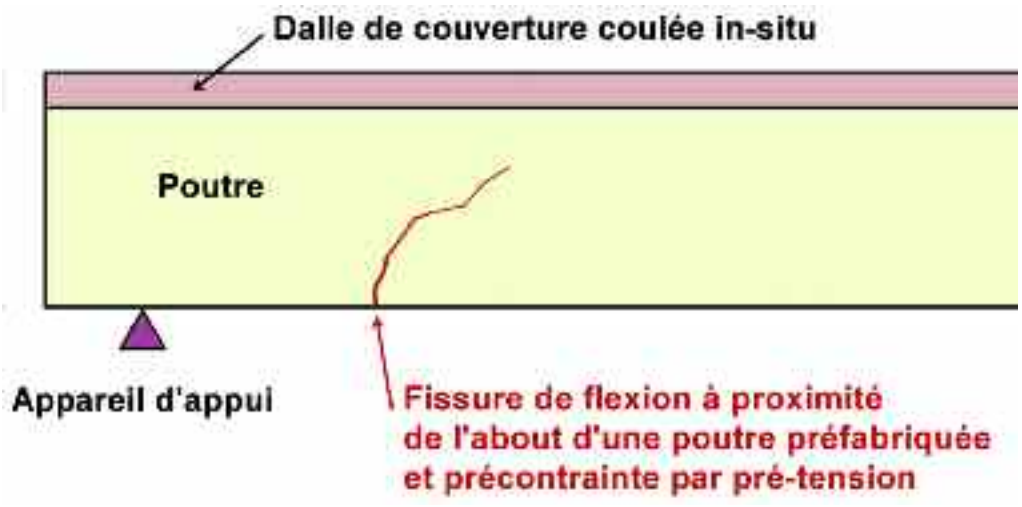

Figure n° 5 : fissure à proximité de l'about d'une poutre PRAD

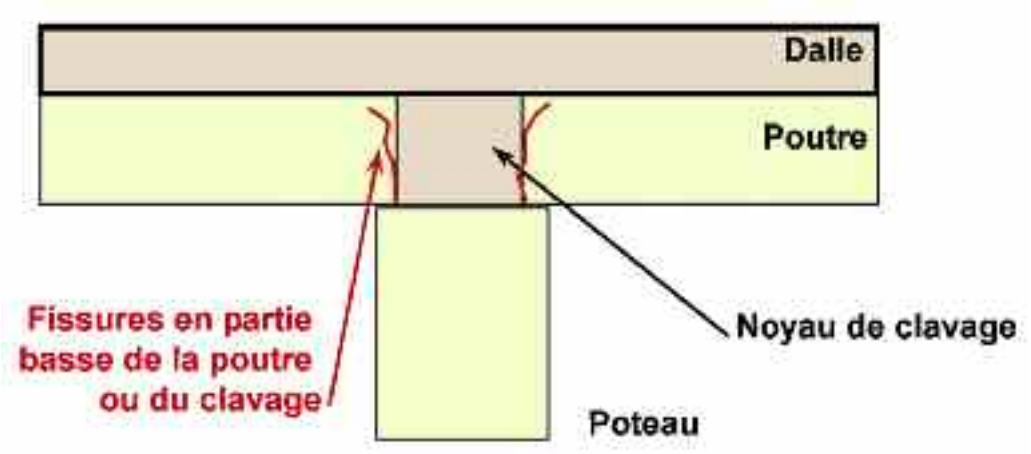

Figure n° 6 : fissures sur appuis intermédiaires de poutres PRAD

3.3.3.2 Causes des désordres

> Non prise en compte des effets des déformations différées gênées (le terme fluage est habituellement et improprement utilisé) :

Ce problème concerne tout particulièrement les structures hyperstatiques construites par phases successives **avant les années 75.** Il s'agit, par exemple, des tabliers mis en place par poussage, des tabliers construits par encorbellements successifs… Les projeteurs ont souvent négligé le phénomène ou l'ont sous-évalué.

Dans tous ces ouvrages, dont le schéma statique de construction diffère du schéma de fonctionnement définitif, le comportement différé du béton engendre une redistribution des efforts telle que le fonctionnement de l'ouvrage tend à se rapprocher de celui de l'ouvrage construit sur cintre.

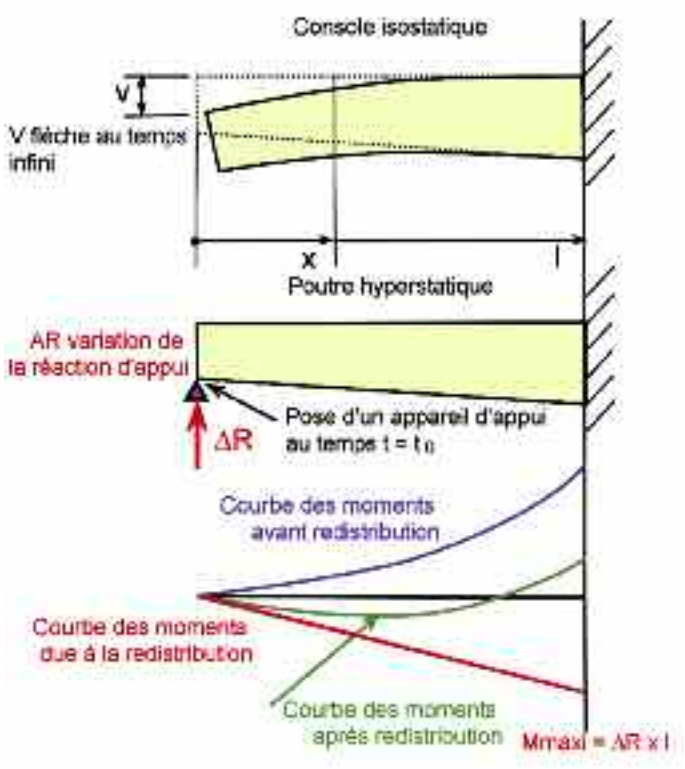

Figure n° 7 : effets des déformations différées gênées dans une console rendue hyperstatique par la mise en place d'un appui

NOTE : ***de nos jours, la maîtrise des déformations de certaines structures*** *(cas des grandes consoles, des piles de grande hauteur) peut ne pas être assurée si* ***le fluage réel du béton*** *mis en place diffère par trop de* ***la loi de fluage des règles de calcul.*** *Des mesures de fluage sur des éprouvettes fabriquées avec le béton, dont la formule a été mise au point pour le chantier, doivent donc être effectuées pendant la période de préparation des travaux.*

> Non prise en compte des gradients thermique :

Dans les structures continues (hyperstatiques) conçues **avant les années 75,** la différence de température entre les fibres supérieures et inférieures des poutres, dont la prise en compte n'était pas clairement explicitée par les règles de calcul, a engendré des déformations gênées par l'hyperstaticité de la structure et donc des redistributions d'efforts qui, combinées avec celles causées par le fluage, ont entraîné la fissuration de nombreux ponts.

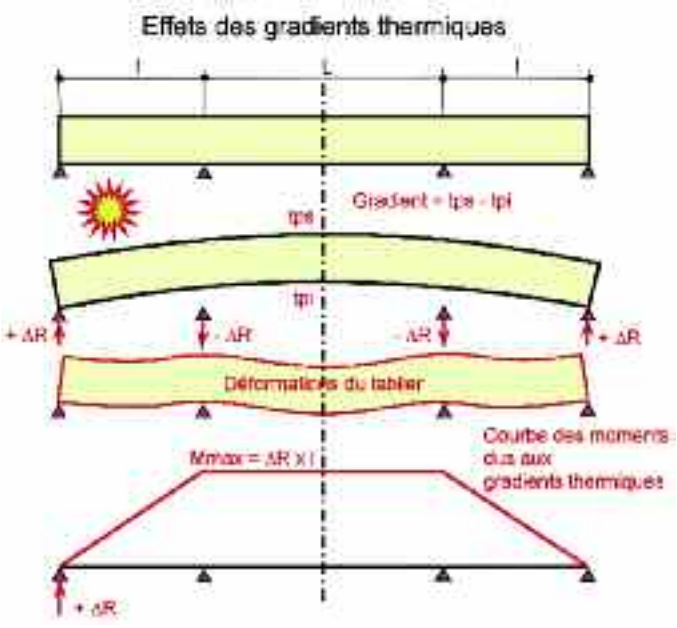

Figure n° 8 : croquis explicatif des effets des gradients thermiques

> Insuffisance de la précontrainte :

■ au niveau de la conception :

- sous-estimation des pertes par **frottement (avant 1975)** due à des câblages au tracé trop chahuté. Ce problème pouvant être aggravé avec les fils de précontrainte de forme ovale et crantés qui présentaient deux coefficients de frottement (pas toujours pris en compte dans les calculs de pertes de tension) : un coefficient de frottement relatif aux déviations horizontales nettement plus important que celui relatif aux déviations verticales,

- sous-estimation des pertes par **relaxation (avant 1975).** L'importance des pertes a été doublée entre les règles de calcul de 1953 et celles de la circulaire 79-78 du 16 août 1979,

- variation trop brutale de l'excentricité et de la force de précontrainte entre deux sections proches l'une de l'autre (de tels câblages pour l'œil ne sont pas harmonieux, ce qui doit attirer l'attention du responsable de l'expertise) ;

■ au niveau de l'exécution :

- gaines rouillées et écrasées, ce qui augmente les frottements,
- gaines mal fixées et dont le tracé festonne, ce qui augmente aussi les frottements et peut conduire à des poussées au vide dévastatrices,
- déplacement des conduits au bétonnage (ce déplacement peut engendrer un risque de poussée au vide destructrice lors de la mise en tension),
- rupture de fils simples ou de fils de torons à la mise en tension,
- coupleurs non capotés,
- erreur à la mise en tension (glissement des clavettes, mauvaise utilisation des vérins…)… ;

■ pendant la vie de l'ouvrage :

- des pertes de précontrainte à cause de la **rupture de fils ou de câbles par corrosion.** Cette corrosion est due à une mauvaise injection des conduits de précontrainte, de mauvais cachetages, une mauvaise chape, des câbles relevés en travée….

NOTE : *le paragraphe 4.2 ci-dessous détaille les diverses forme de corrosion qui peuvent affecter les armatures de précontrainte intérieures au béton en pré-tension et post-tension et les armatures de précontrainte extérieures au béton en post-tension ainsi que les méthodes de réparation envisageables.*

Photo n° 7 : état des câbles du pont d'Esquerchin disposés dans une encoche en extrados simplement remplie ensuite de mortier *(crédit photo LRPC de Lille)*

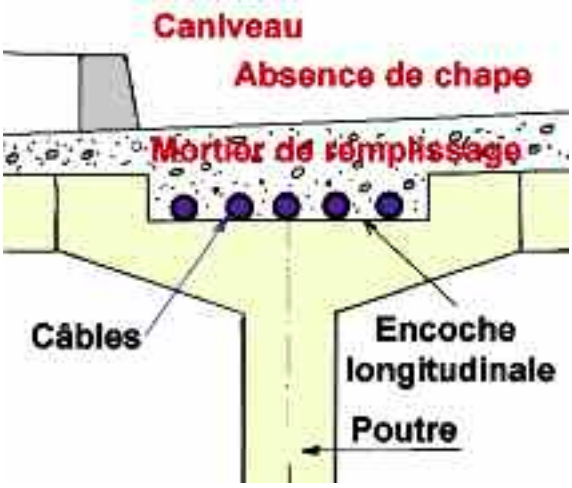

Figure n° 9 : schéma de la disposition des câbles de précontrainte du pont d'Esquerchin

ATTENTION : *parfois, une insuffisance existe comme le montre* ***le recalcul de la structure et les investigations in situ*** *mais* ***il n'y a pas de fissure apparente.*** *Un tel cas peut se rencontrer dans un ouvrage à poutres préfabriquées post-contraintes entretoisées et concerner une des poutres qui présente une insuffisance de résistance à la flexion causée par la rupture de certaines de ses armatures de précontrainte par corrosion. Cette absence de fissuration est due en partie à la résistance en traction du béton de la poutre et au soulagement apporté par les poutres voisines, en meilleur état, grâce aux entretoises. Bien entendu, si les ruptures se poursuivent et si les armatures des poutres voisines sont à leur tour victimes de la corrosion, brutalement, des fissures vont apparaître.*

> Excès de charges permanentes par :

- sous-estimation du poids des équipements,
- renouvellement des couches de roulement sans rabotage de la chaussée,
- mise en place de canalisations de gros diamètre non prévues au projet,
- **mise en place d'équipements (barrières béton, murs antibruit…) ajoutés sur un ouvrage** sans étude de leurs impacts sur la capacité portante,
- utilisation de bétons à base de granulats basaltiques, de béton à haute performance… dont la masse volumique du béton, y compris les armatures, dépasse 2500 kg/m^3,
- déplacement des coffrages lors du bétonnage, ce qui peut augmenter la charge permanente…

Réactions d'appui sur culées (104 N)		
Actions	**Note de calculs**	**Mesures in-situ**
Poids propre	165	165
Superstructures	31	75
Effets du fluage et des gradients thermiques	0	58
TOTAL	196	298
Moments fléchissants (104 Nm)		
Abscisse des sections (m)	**15,40**	**21,70**
Note de calculs	729	10
Mesures	1 847	1 318

Tableau n° 3 : réactions d'appui et moments calculés et mesurés lors de l'expertise technique du pont de Chazey

> Efforts parasites ou charges non prévues :

- déplacement différentiel des appuis dû à un tassement d'appui ou à une dénivellation d'appui mal contrôlée :

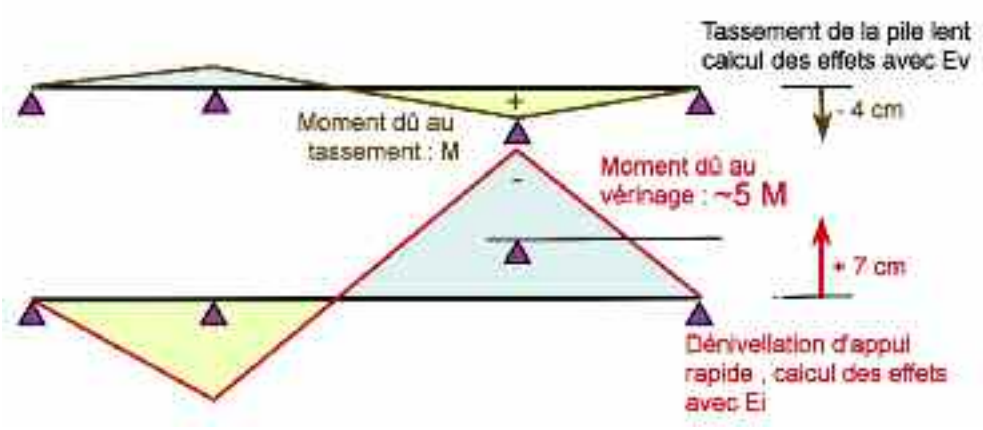

Figure n° 10 : effets au pont du Bouc d'un vérinage brutal de 70 mm après un tassement d'appui lent de 40 mm

Les effets d'un tassement lent se calculent avec **le module de déformation différé du béton** et ceux d'une dénivellation d'appui par vérinage, très rapide, avec **le module de déformation instantanée,** qui est sensiblement trois fois plus grand que le module différé.

- réglages inopportuns ou manœuvres inadaptées en phase d'exécution :

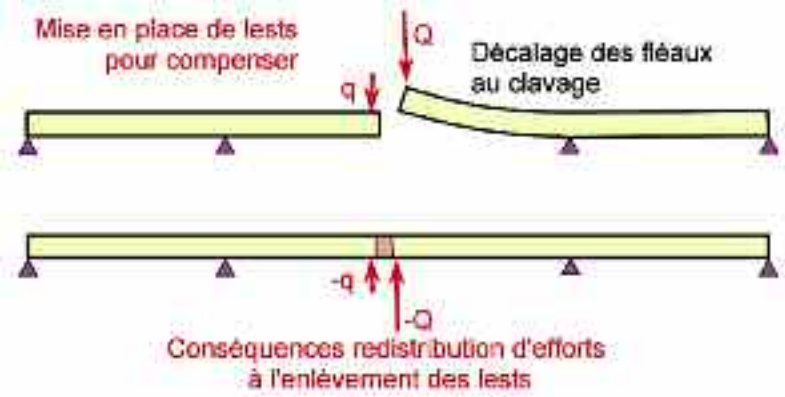

Figure n° 11 : exemple d'un réglage avant clavage pouvant entraîner des désordres par redistribution de déformations différées gênées

- mauvaise conjugaison des joints de voussoirs préfabriqués ou coulés en place :

Dans un tel cas, les contraintes développées par la précontrainte passent par les «points durs», ce qui modifie le diagramme des contraintes et certaines zones de la section transversale se trouvent insuffisamment comprimées.

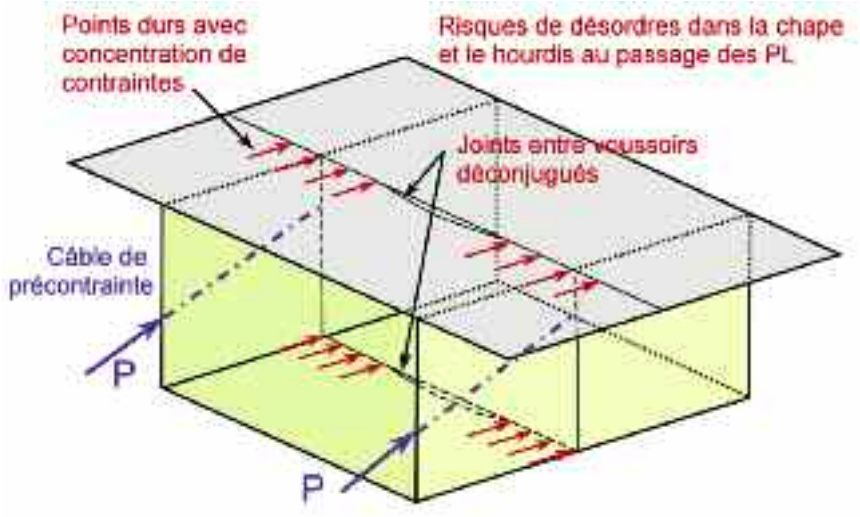

Figure n° 12 : schéma montrant des zones de concentration de contraintes attirées par les points durs entre deux voussoirs - préfabriqués mal conjugués lors de la fabrication

- circulation d'engins de terrassement dont la masse du chargement n'est pas contrôlée :

dans un tel cas les sollicitations développées sous le chargement peuvent dépasser les sollicitations de calcul.

> Pathologies particulières :

- fissurations en fibre inférieure près des appuis intermédiaires de poutres continues coulées sur cintre en l'absence d'un ferraillage chargé d'équilibrer les tractions développées ;

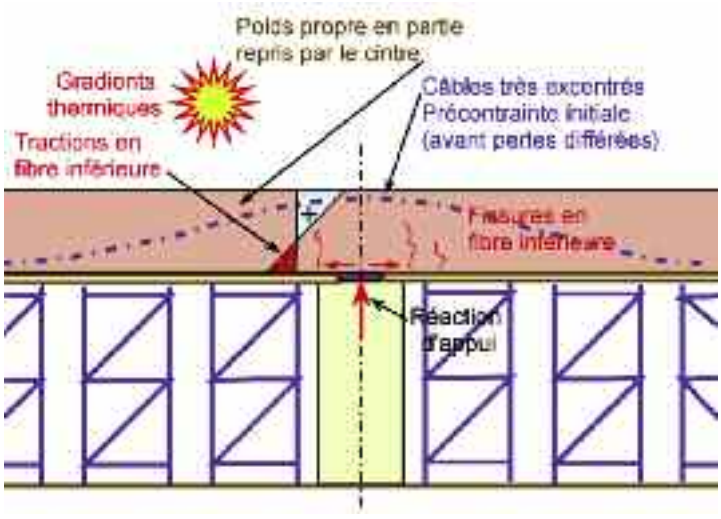

Figure n° 13 : les causes des fissures (gradients thermiques + tractions dues aux câbles excentrés + faible charges permanentes et points durs dus au cintre...)

- fissuration de sections traversées par des **coupleurs :**

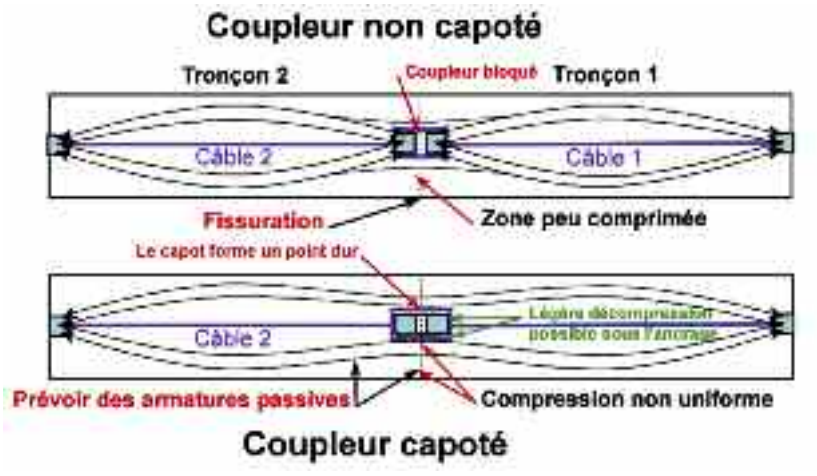

Figure n° 14 : comportement d'un coupleur non-capoté et d'un coupleur capoté

- **Cas d'un coupleur capoté :**

Lors de la mise en tension du câble 2 du tronçon 2 (le tronçon 1 étant déjà précontraint par le câble1), le coupleur se trouve mis en tension et les câbles 1 et 2 se comportent quasiment comme s'ils ne formaient qu'un seul câble comprimant la totalité de la longueur de la poutre formée par les tronçons 1 et 2. La zone de couplage à la jonction des deux tronçons se trouve donc, théoriquement, correctement comprimée.

Des mesures effectuées au Centre d'Essais des Structures de Saint-Rémy-lès-Chevreuse dans les années 70 sur des poutres d'essai ont montré qu'en fait le **capotage, du fait de sa forte inertie, forme un point dur** qui attire les contraintes de compression et donc modifie la répartition des contraintes dans la zone de couplage. C'est la raison pour laquelle **les règles de calcul actuelles** imposent de répartir uniformément les couleurs, de ne pas coupler tous les câbles dans la même section et de mettre en place un ferraillage minimal pour reprendre les tractions qui peuvent se développer.

- **Cas d'un coupleur non-capoté :**

Dans les années 60/70, des tabliers de ponts ont été réalisés sur cintre, sur cintre autolanceur-autoporteur, par poussage…, travée par travée, avec **couplage des armatures** de précontrainte, mais **sans mettre de capot de protection** au droit des sections de reprise de bétonnage. Ces sections se trouvent dans les zones où les moments sont réduits (sections situées sensiblement à une distance de l'appui égale à L/5 si L désigne la longueur de la travée). Le terme impropre de **points de moments nuls** était souvent utilisé.

- **L'absence de capot de protection provoque les phénomènes suivants :**

Lors de la mise en tension du câble 2 du tronçon 2 couplé sur le câble 1 du tronçon 1 déjà tendu, le coupleur se trouve quasiment bloqué par le béton qui l'enrobe ; étant donné que le béton sous les ancrages est fortement comprimé, les très petits déplacements qui se produisent font que le capot se met légèrement en traction mais pas suffisamment. Les deux câbles 1 et 2 se comportent quasiment comme s'ils étaient indépendants l'un de l'autre. La zone de couplage ne se trouve donc que très faiblement comprimée et des fissures systématiques et actives apparaissent lorsque la poutre se trouve soumises aux sollicitations qui s'y exercent (se reporter à la figure ci-devant).

- fissurations des structures à poutres préfabriquées isostatiques de type PRAD rendues ou non continues :

- **Fissures de flexion près des abouts des poutres PRAD :**

Les extrémités des poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension ne sont totalement précontraintes qu'à une certaine distance de la section d'extrémité qui correspond à **la longueur d'établissement de la précontrainte** (transfert des efforts du toron au béton par adhérence) à laquelle s'ajoute **la longueur de décalage.** Si la section et surtout la longueur des armatures de béton armé, qui arment le talon de la poutre, ne sont pas suffisantes, une fissure de flexion peut se développer juste au point «A» qui marque l'extrémité de ces armatures (se reporter à la figure ci-après).

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

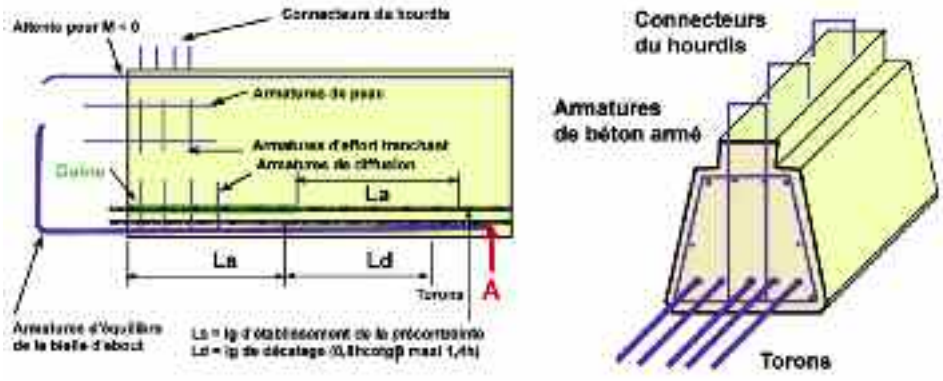

Figure n° 15 : dispositions constructives (ferraillage et câblage) des extrémités des poutres de type PRAD

- **Fissures dans le noyau de clavage des poutres PRAD :**

Dans toute construction dite **«par phases»,** c'est-à-dire où une structure isostatique au départ devient progressivement hyperstatique une fois, puis deux fois…, les déformations qui se produiraient au cours du temps, si la structure ne changeait pas d'état, sous les effets du fluage, du retrait, des pertes de précontrainte…, vont se trouver gênées et provoquer **des redistributions d'efforts** dont il faut impérativement tenir compte.

Une poutre, après la redistribution d'effort, est soumise à des sollicitations qui sont intermédiaires entre celles qui s'appliqueraient à la poutre si elle restait isostatique et celles qui s'appliqueraient à la poutre si elle était construite immédiatement suivant son schéma hyperstatique définitif.

Il est à noter que, pendant le durcissement du noyau de clavage, les variations thermiques qui peuvent se produire et auxquelles s'ajoute une petite part de retrait, peuvent amorcer la fissuration au droit des reprises de bétonnage entre les parties préfabriquées (abouts des poutres) et la partie coulée en place (le noyau de clavage).

Ces déformations différées gênées (dites «à tort» par fluage) étant dispersées, il est indispensable de faire des études pour tenir compte des redistributions d'efforts qui en résultent (voir les figures ci-après) :

> DEUX ÉTUDES SONT À FAIRE :

- l'une à la fin de la construction, avant toute redistribution d'effort, pour déterminer le ferraillage à disposer en chapeau sur appui afin d'équilibrer le moment de continuité ;
- l'autre après redistribution, car le moment sur appui en service à vide ou en charge peut devenir positif et provoquer des fissures en fibre inférieure à proximité de l'appui.

> Le calcul peut être effectué :

- soit au moyen de logiciels dits «de calcul phase par phase». De tels calculs sont effectués sur les ponts (se reporter aux guides du **Sétra** relatifs au calcul des tabliers **PRAD**) ;
- dans le domaine du bâtiment où, en général, la méthode forfaitaire suivante est appliquée :

> La méthode forfaitaire consiste à considérer les deux systèmes suivants :

- *un système isostatique où se développent les sollicitations S1 ;*
- *un système hyperstatique où se développent les sollicitations S2 ;*

La sollicitation de service *est représentée par une courbe intermédiaire entre S1 et S2 telle que :*

$$S = \alpha_1.S_1 + (1 - \alpha_2)S2$$

La valeur du coefficient α peut varier entre 0 et 1 (se reporter aux règles de calcul en vigueur).

Pour le calcul des contraintes, il faut tenir compte **des variations de la section de la pièce** (il s'agit de la section de la poutre seule en phase isostatique et de la section de la poutre composite en phase hyperstatique).

> LES FIGURES QUI SUIVENT DONNENT LE SCHÉMA DE CALCUL DE LA MÉTHODE FORFAITAIRE (ici appliquée aux moments fléchissants) :

- **Phase 1 mise en place des poutrelles : moments fléchissants dus au poids propre des poutrelles.**

Dans chaque section, le moment fléchissant final (toute redistribution effectuée) est la superposition du moment isostatique αMg1.1 et du moment hyperstatique (1-α).Mg2.1

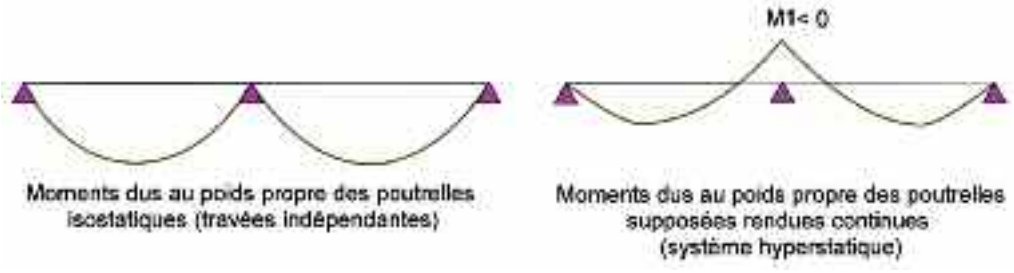

Figure n° 16 : courbes des moments sous le poids propre de la poutre

■ **Phase 2 mise en place des poutrelles : moments fléchissants dus à la précontrainte.**

Dans chaque section, le moment final est la superposition du moment isostatique αMp1 et du moment hyperstatique (1-α).Mp2

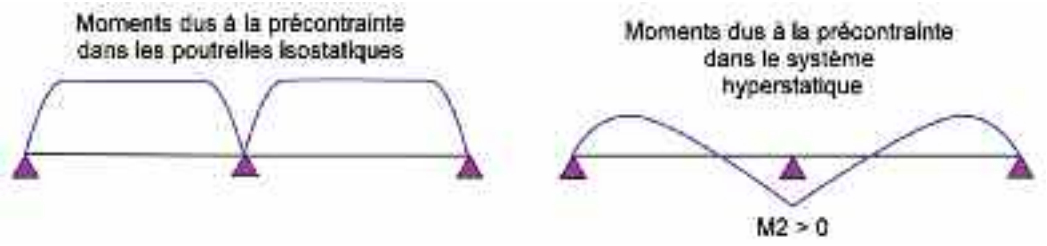

Figure n° 17 : courbes des moments sous l'action de la précontrainte

■ **Phase 3 mise en place du béton de seconde phase : moments fléchissants dus au poids propre du hourdis coulé en place.**

Dans chaque section, le moment final est la superposition du moment isostatique αMg1.2 et du moment hyperstatique (1-α).Mg2.2. Les poutrelles sont en général étayées lors de cette phase.

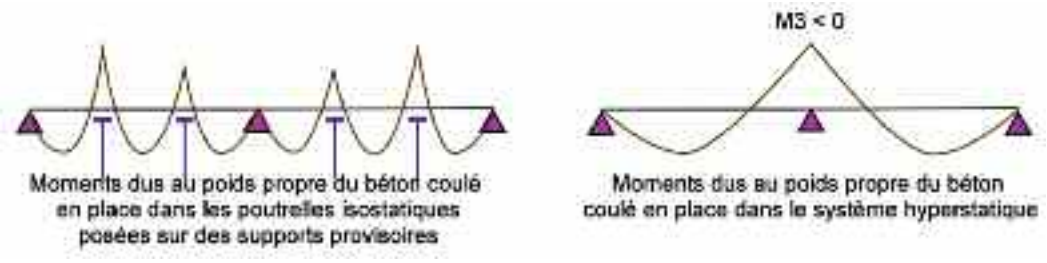

Figure n° 18 : courbes des moments sous le poids du béton coulé en place

REMARQUE : *dès que* ***le béton coulé en place aura durci et que les étais auront été enlevés,*** *la structure sera devenue* ***hyperstatique*** *et se comportera comme telle sous les actions qui lui seront appliquées (il n'y a plus de redistribution sous ces cas de charges).*

- **Phase 4 mise en place du béton de seconde phase : moments fléchissants dus à l'enlèvement des étais provisoires uniquement dans la poutre hyperstatique.**

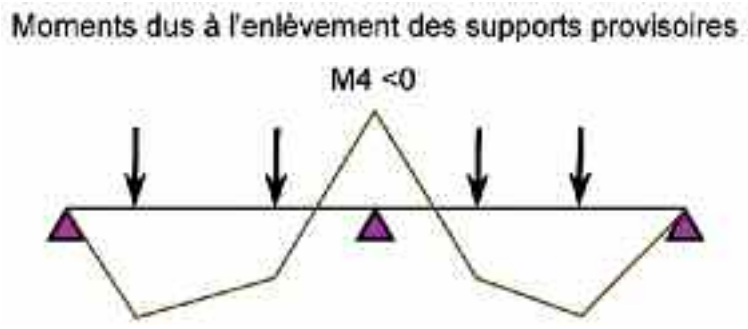

Figure n° 19 : courbe des moments lors de l'enlèvement des étais

- **Phase 5 mise en place des charges permanentes (chape, revêtements de sol, cloisons... : moments fléchissants dus à ces charges permanentes.**

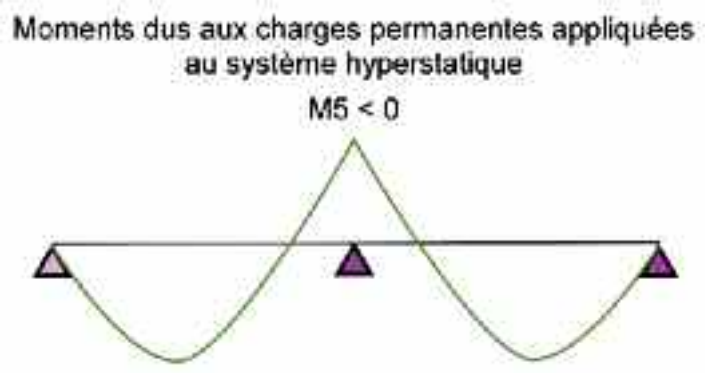

Figure n° 20 : courbe des moments dus aux charges permanentes appliquées sur le système devenu hyperstatique

- **Phase 6 effets des retraits différentiels entre le béton du hourdis coulé en place et celui des poutrelles préfabriquées : moments fléchissants dus à ce retrait différentiel.**

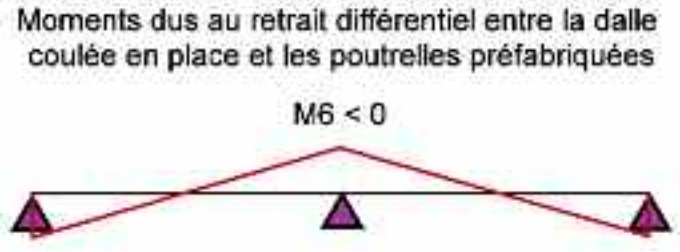

Figure n° 21 : courbe des moments dus au retrait différentiel

- **Phase 7 mise en place des charges d'exploitation : moments fléchissants dus aux charges d'exploitation.**

> ***Rappel :*** *il est normalement nécessaire de tracer deux courbes : celle des moments positifs (M > 0) pour la justification des sections en travée et celle des moments négatifs (M < 0) (voir la figure ci-dessous) pour la justification de la section sur appui.*

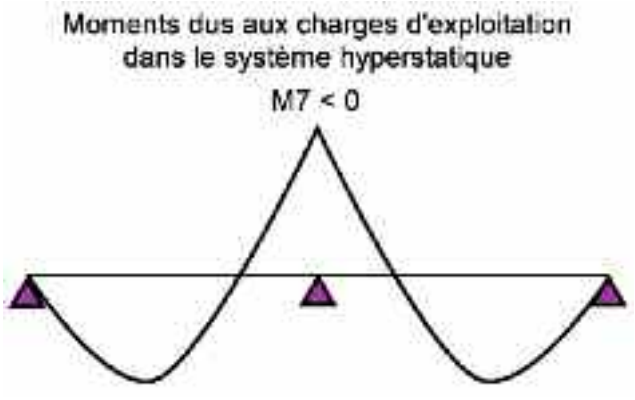

Figure n° 22 : courbe des moments dus aux charges d'exploitation (moment maximal négatif sur l'appui)

> En conclusion, dans le cas de ce plancher à deux travées (le moment change de signe sur appuis !) :

- le moment maximal négatif sur appui a lieu en fin de construction et avant redistribution sous :

$$M < 0 = M4 + M5 + M6 + M7$$

- le moment maximal positif sur appui a lieu après redistribution sous :

$$M > 0 = M1 + M2 + M3 + M4 + M5 + M6$$

> ***ATTENTION : les moments augmentent encore si la structure est soumise à des gradients thermiques (positifs ou négatifs) !***

Bien entendu, il faut aussi faire l'étude sous les moments fléchissants extrêmes qui concernent les sections dans les travées.

> Remarque sur des effets secondaires :

- la fissuration modifie les inerties des sections, ce qui modifie la redistribution des efforts ;
- les reprises de bétonnage multiples favorisent la fissuration ;
- le fluage et le retrait provoquent aussi un raccourcissement d'ensemble de la structure.

3.3.4 DESORDRES DUS A UNE INSUFFISANCE DE RÉSISTANCE VIS-À-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT ET DE LA TORSION

3.3.4.1 Manifestation des désordres

Les désordres dus à un défaut de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant, voire même de la torsion combinée, sont graves mais plutôt rares. Ils se manifestent par l'apparition de fissures inclinées (sous un angle inférieur à 45°) dans les âmes et régulièrement espacée comme le montre la photo ci-après.

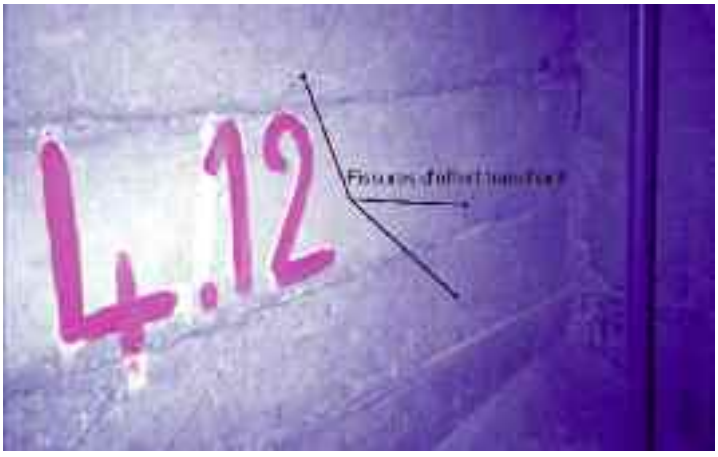

Photo n° 8 : fissures d'effort tranchant dans l'âme centrale d'une poutre-caisson *(crédit photo D. Poineau)*

Dans les cas les plus courants, la fissuration n'est pas répartie. Les fissures sont localisées dans une zone réduite comme le montre la photo ci-après. Il s'agit ici d'une combinaison des cisaillements d'effort tranchant, de torsion et de diffusion d'efforts concentrés (présence d'ancrages de câbles de précontrainte).

Photo n° 9 : fissures combinées d'effort tranchant et de diffusion dans une poutre-caisson précontrainte *(crédit photo D. Poineau)*

3.3.4.2 Causes des désordres

3.3.4.2.1 Cas des fissures dues aux effets de l'effort tranchant pouvant être combinés à ceux de torsion

> Comme pour les fissures de flexion, le plus souvent, différentes causes se combinent :

- les causes qui provoquent les insuffisances de résistance à la flexion (excès de charges, pertes de précontrainte, non prise en compte de certaines actions…),
- la vérification des contraintes de cisaillement dans les sections d'arrêt des câbles du côté favorable, alors que cette vérification doit être faite à gauche et à droite de l'arrêt des câbles. La figure suivante indique le principe de calcul de l'effort tranchant réduit : dans la section de droite, on bénéficie de la composante verticale de l'effort apporté par les câbles de précontrainte alors que, dans la section de gauche, on n'en bénéficie pas.

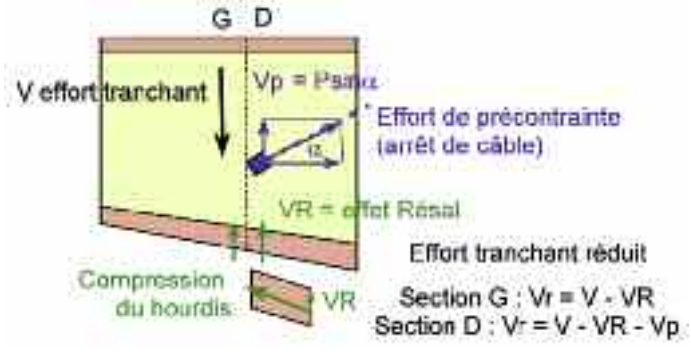

Figure n° 23 : principe de calcul de l'effort tranchant au droit d'un arrêt de câbles

- un espacement trop important des étriers actifs chargés de réduire **la contrainte principale de traction** en comprimant verticalement l'âme. La compression, dans un tel cas, n'est pas uniforme sur toute la hauteur de la zone fortement sollicitée en cisaillement de l'âme. Ce défaut de conception se combine, le plus souvent, à **un défaut de maîtrise,** par le chantier, **de la tension des étriers actifs** (barres, câbles ou torons), qui sont des armatures de précontrainte de faible longueur…

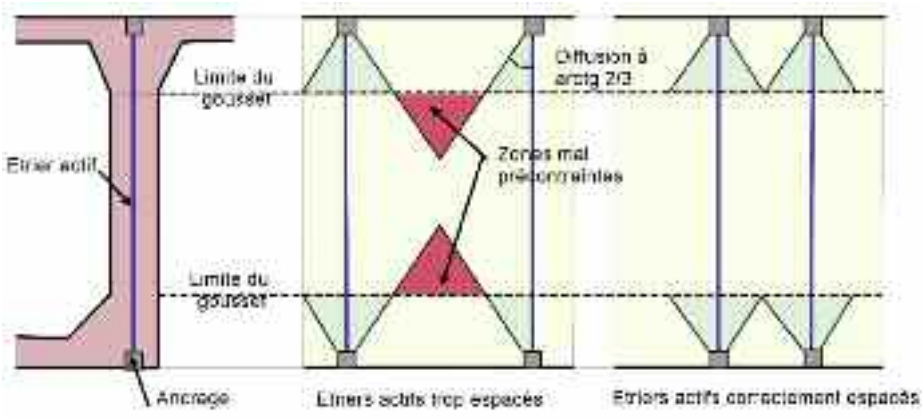

Figure n° 24 : bon et mauvais espacement des étriers actifs

3.3.4.2.2 Cas des fissures dues aux effets de l'effort tranchant combiné à ceux développés par la diffusion des efforts concentrés

Les cisaillements dus à la diffusion des efforts concentrés sous les ancrages des câbles de précontrainte, auxquels peuvent s'ajouter ceux développés au droit d'un appareil d'appui (effets de la réaction d'appui), se combinent avec les cisaillements d'effort tranchant et ceux dus à la torsion. Dans un tel cas, un autre phénomène se manifeste, celui de la superposition des contraintes de traction générées en arrière des ancrages par le phénomène **d'entraînement** et par la **flexion**. Dans de tels cas, dans la zone concernée, il y a **insuffisance de résistance à la traction comme au cisaillement** (se reporter à la photo n° 9 ci-devant).

> ***Rappel :*** *les ponts conçus depuis le milieu des années 75 ne présentent, normalement, plus d'insuffisance de capacité portante vis-à-vis de la flexion et de l'effort tranchant, les règles de calcul ayant été complétées en conséquence.*
>
> *Cependant, des ruptures d'armatures de précontrainte causée par la corrosion se sont produites dans un certain nombre de ponts et ont entraîné des insuffisances de résistance.*
>
> *De plus, certains des désordres décrits ci-après et causés par* ***la diffusion des efforts concentrés et par les poussées au vide*** *peuvent concerner aussi des ponts construits depuis les années 75 pour les raisons qui sont développées ci-après.*

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

3.3.5 DÉSORDRES DUS À LA DIFFUSION DES EFFORTS DE PRÉCONTRAINTE À PROXIMITÉ DES ANCRAGES

3.3.5.1 Fissures d'éclatement avec ou sans écrasement du béton sous les ancrages

Ces fissures concernent **les sections d'about des poutres** où sont ancrés des armatures de précontrainte, mais aussi **des sections qui sont provisoirement des sections d'about** (cas des extrémités de chacun des voussoirs du fléau d'un pont construits par encorbellements successifs). Ces fissures, dites **d'éclatement**, sont dues à la diffusion tridimensionnelle des efforts concentrés sous les ancrages des armatures de précontrainte. Elles apparaissent en avant des ancrages et se développent le long de leur tracé. Elles sont visibles sur les faces latérales des éléments concernés (les âmes).

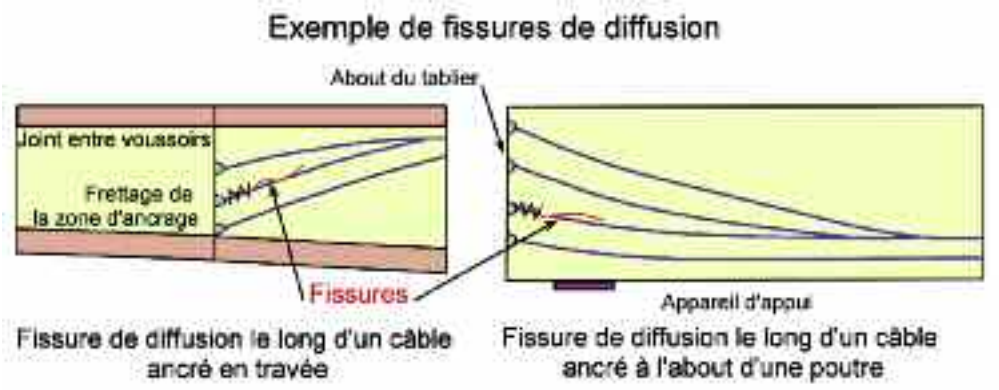

Figure n° 25 : fissures d'éclatement le long du tracé des armatures de BP

Les figures ci-devant montrent que ces fissures d'âme ont **un tracé inverse de celui des fissures d'effort tranchant. Elles n'ont donc pas le caractère d'une insuffisance structurelle ;** cependant, elles peuvent favoriser la pénétration d'agents agressifs dans le béton avec le risque d'un développement de la corrosion des armatures de béton armé et de précontrainte.

Aux abouts de structures précontraintes (ponts à poutres, à nervures ponts-dalles…), les fissures peuvent se développer dans les **parties en console des hourdis**, comme le montre la photo ci-après. **Une telle fissure fragilise l'encorbellement.** Il est à noter ici que seul l'encorbellement situé dans l'angle aigu de ce pont-dalle biais à très larges encorbellements a été touché par la fissuration.

Sur cette photo, sont également visibles des fissures d'éclatement qui affectent la dalle de ce pont-dalle.

Photo n° 10 : exemple de fissure de diffusion sur un des abouts d'un pont-dalle en BHP et pourtant de classe B 80
(crédit photo D. Poineau)

Dans certains cas, si la résistance du béton sous l'ancrage n'est pas atteinte, s'il y a des défauts de bétonnage (vides, nids de cailloux…), **il se produit un véritable écrasement du béton** sous les ancrages lors de la mise en tension des armatures de précontrainte.

Photo n° 11 : écrasement du béton sous un ancrage lors de la mise en tension d'un câble de précontrainte
(crédit photo D. Poineau)

Ces fissures peuvent aussi concerner les éléments préfabriqués et précontraints par pré-tension, où la fissuration peut se développer dans leur épaisseur, comme le montre le schéma ci-après. Ce fendage est dû à la combinaison des contraintes d'éclatement créées par le scellement des armatures pré-tendues et des contraintes de traction créées par la flexion locale et les différents retraits de la dalle de couverture.

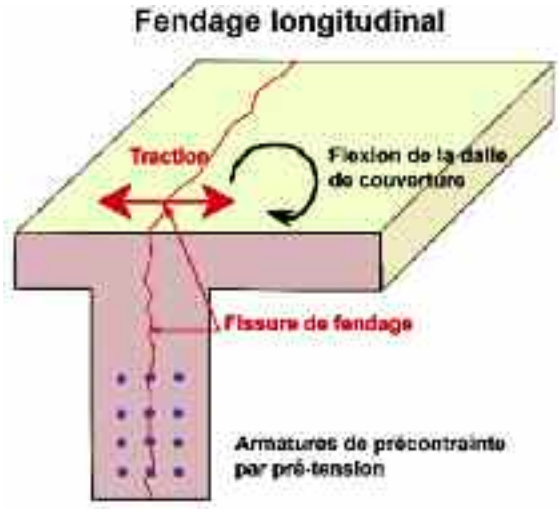

Figure n° 26 : fendage longitudinal d'une poutre préfabriquée précontrainte par pré-tension

3.3.5.2 Fissures d'entraînement et d'entraînement-diffusion

Lorsque les armatures de précontrainte sont ancrées dans une section en partie courante d'une poutre (cette section pouvant jouer provisoirement le rôle de section d'about), le béton se déformant sous les ancrages, des fissures de traction dites **«d'entraînement»** apparaissent à l'arrière des ancrages. Ces tractions peuvent se combiner aux tractions développées par la flexion générale. Si les contraintes de traction combinées sont excessives et le ferraillage insuffisant, des fissures peuvent s'ouvrir comme le montre la figure et la photo ci-après. Il apparaît donc **une insuffisance de résistance à la flexion.**

Dans le cas de cette figure, se développent aussi des glissements le long du bossage d'ancrage qui, combinés avec les cisaillements d'effort tranchant, voire de torsion, provoquent une fissuration qui remonte dans les âmes. Il apparaît donc **une insuffisance de résistance à l'effort tranchant, voire à la torsion.**

Les fissures d'entraînement et d'entraînement-diffusion affectent donc la résistance structurelle de l'ouvrage.

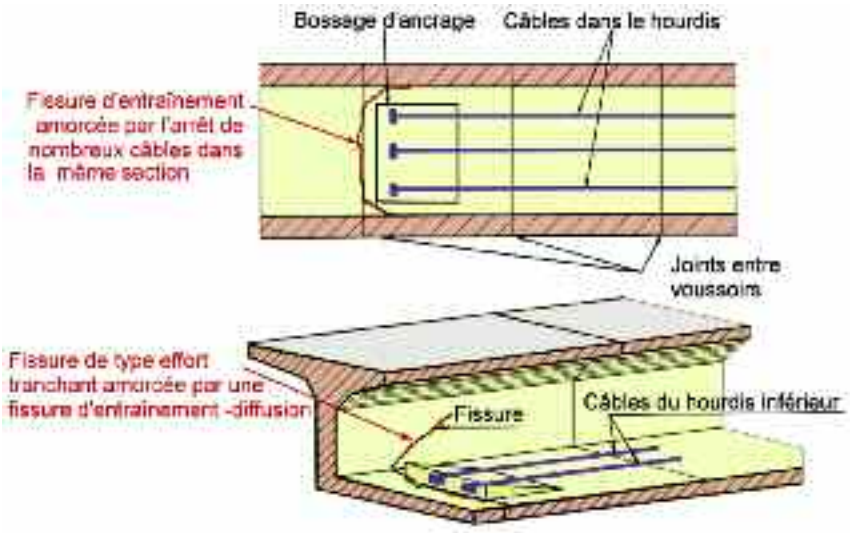

Figure n° 27 : fissures d'entraînement et de diffusion

NOTE : *les effets d'entraînement ne se manifestent pas toujours par* ***une fissure franche*** *sur toute l'épaisseur et la largeur du hourdis et ce pour diverses causes (flexions provoquées dans le hourdis par l'excentricité des câbles ancrés dans les bossages en surépaisseur, nombre des câbles ancrés et leur répartition sur la largeur du caisson, importance ou absence d'aciers passifs dans les joints…). La fissure peut être visible à l'extrados comme à l'intrados du hourdis, à l'extrados mais pas à l'intrados ou inversement. Elle se manifeste en général dans les joints entre voussoirs mais peut aussi apparaître en plein milieu d'un voussoir dans le cas où des câbles s'y arrêtent.*

Photo n° 12 : fissure combinée d'entraînement et de flexion dans une poutre-caisson précontrainte
(crédit photo LRPC de Toulouse)

3.3.6 DESORDRES DUS A LA POUSSÉE AU VIDE GÉNÉRALE

3.3.6.1 Manifestation des désordres

Photo n° 13 : fissure de poussée au vide générale à la jonction entre l'âme et le hourdis inférieur *(crédit photo LRPC Nancy)*

Les désordres engendrés par **une poussée au vide générale** se manifestent dans une poutre-caisson par l'apparition de fissures aux enracinements du hourdis sur les âmes, la fissuration longitudinale et le bombement du hourdis dans sa partie centrale, voire par la présence de fissures horizontales le long de la face intérieure des âmes.

Ces fissures et ces déformations suivant l'origine de la poussée au vide peuvent se situer à l'extérieur ou à l'intérieur de la poutre-caisson.

Dans des cas extrêmes, comme celui de la figure ci-après, la poussée au vide peut provoquer la rupture du hourdis.

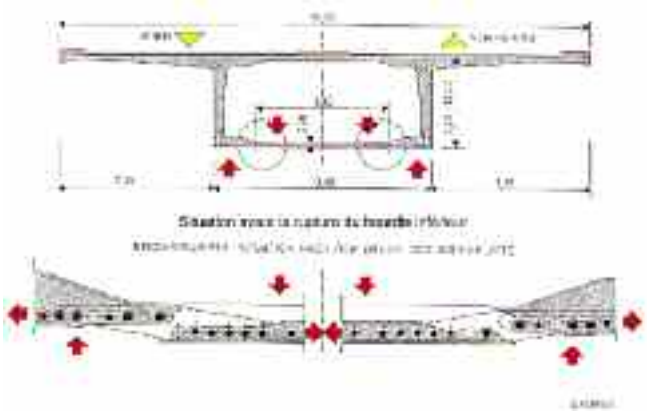

Figure n° 28 : rupture du hourdis inférieur d'un pont (d'après la revue FIP devenue fib)

3.3.6.2 Causes des désordres

>Poussée au vide due aux armatures de précontrainte :

Une poutre courbe précontrainte est en équilibre car la poussée des armatures de précontrainte est équilibrée par la poussée exercée par le béton comprimé et qui agit dans le sens opposé. Les deux poussées au vide sont de même intensité. Cet équilibre est modifié si la poutre est soumise à l'application de charges extérieures.

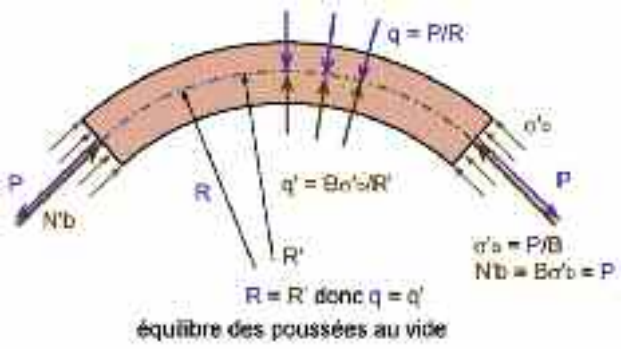

Figure n° 29 : croquis explicitant les effets des poussées au vide dans une poutre courbe

Par exemple, dans le cas d'une poutre-caisson soumise à des charges extérieures, la poussée au vide des câbles situés dans le hourdis inférieur n'est plus équilibrée par la poussée au vide exercée en sens inverse par le hourdis comprimé, puisque la compression du hourdis tend vers zéro, voire vers une traction. Ceci explique que le hourdis dans le sens transversal se trouve soumis à une flexion qui, en l'absence d'un ferraillage adapté, provoque les désordres décrits ci-devant.

ATTENTION, ce phénomène existe aussi si les câbles sont disposés dans les goussets à la jonction entre l'âme et le hourdis inférieur.

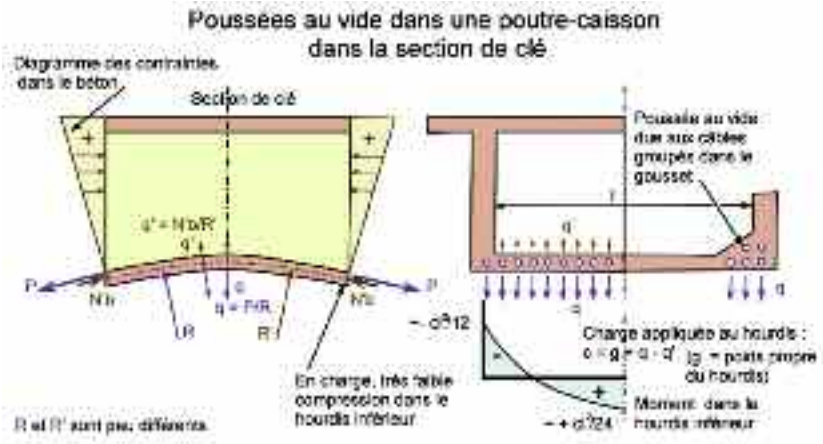

Figure n° 30 : croquis explicitant la poussée au vide dans un hourdis courbe

> Poussée au vide due à la compression du béton :

La compression du béton du hourdis d'une poutre-caisson à goussets ou à intrados courbe exerce une poussée au vide qui peut être très importante. Les deux figures ci-après explicitent les phénomènes en cause et dont la conception doit tenir compte.

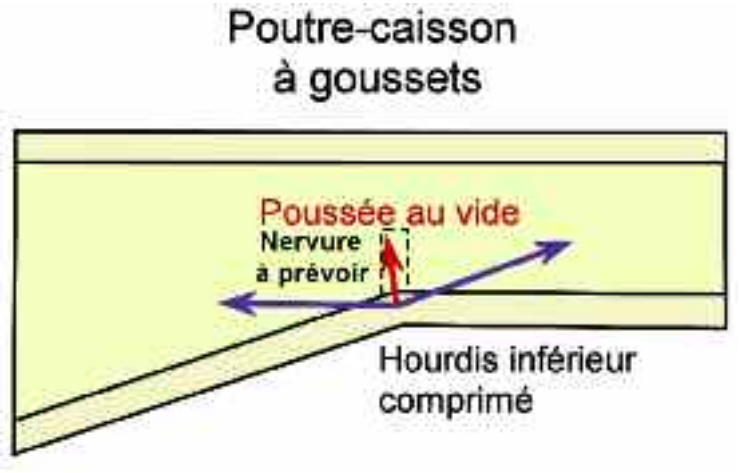

Figure n° 31 : poussée au vide dans une poutre-caisson comportant un gousset

Dans le cas de la poutre avec un gousset, il faut prévoir une nervure transversale chargée d'équilibrer la poussée au vide.

Dans le cas de l'intrados courbe, celui-ci doit être dimensionné pour équilibrer la flexion développée par la poussée au vide.

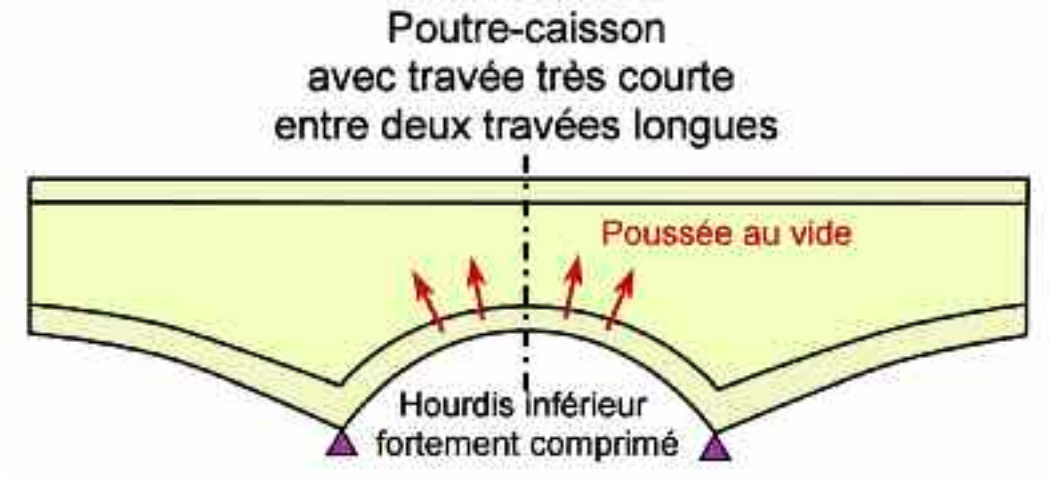

Figure n° 32 : poussée au vide dans une poutre-caisson de hauteur variable

3.3.7 DESORDRES DUS AUX POUSSÉES AU VIDE LOCALES

3.3.7.1 Manifestation des désordres

Les désordres se manifestent par le décollement d'une plaque de béton, voire sa chute, soit lors de la mise en tension d'armatures de précontrainte, soit lors de l'injection des conduits contenant ces armatures.

Dans certains cas, le désordre se manifeste, lors de l'injection, par les fuites d'eau qui soulignent les fissures entourant la plaque décollée.

Il est à noter que, lorsque le désordre affecte l'intrados du hourdis inférieur d'une poutre-caisson, il se situe, pour beaucoup de ponts, à une hauteur relativement importante, rendant difficile son repérage.

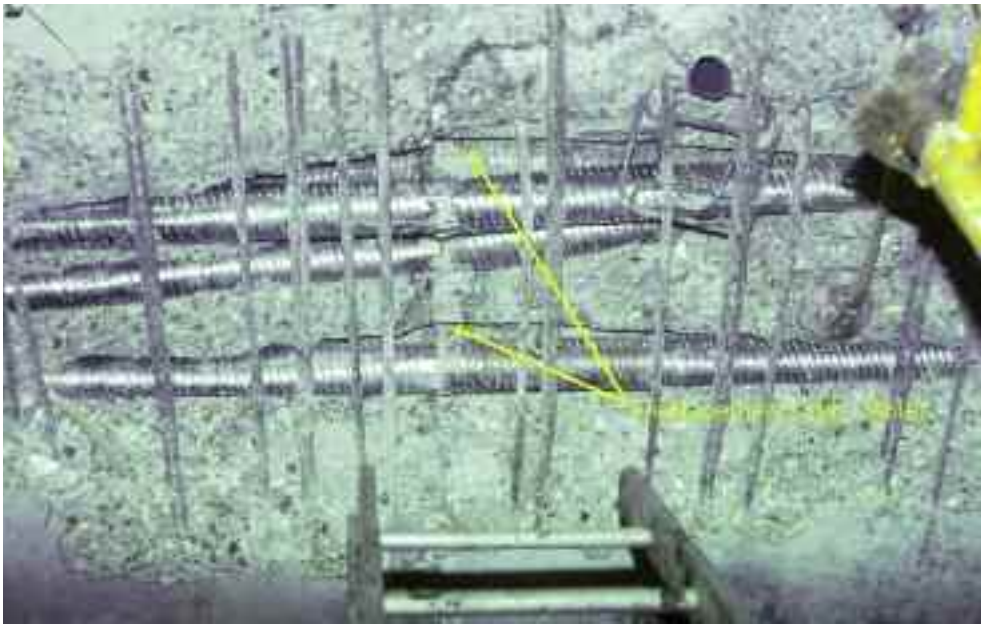

Photo n° 14 : poussée au vide locale due à un mauvais tracé des câbles *(crédit photo D. Poineau)*

Photo n° 15 : poussée au vide locale due à un déplacement des câbles au bétonnage *(crédit photo D. Poineau)*

3.3.7.2 Causes des désordres

Les différents croquis ci-après montrent diverses causes de poussées au vide locales. Le plus souvent, **la poussée au vide locale** est exercée, lors de leur mise en tension, par des câbles dont le tracé mal réglé festonne ou qui, mal fixés, se sont déplacés lors du bétonnage sous la poussée du béton frais. **Le bureau d'études** peut avoir une responsabilité au niveau de la conception des plans de ferraillage et de câblage, qui peut être partagée par les exécutants sur le chantier chargés de la pose des armatures de précontrainte.

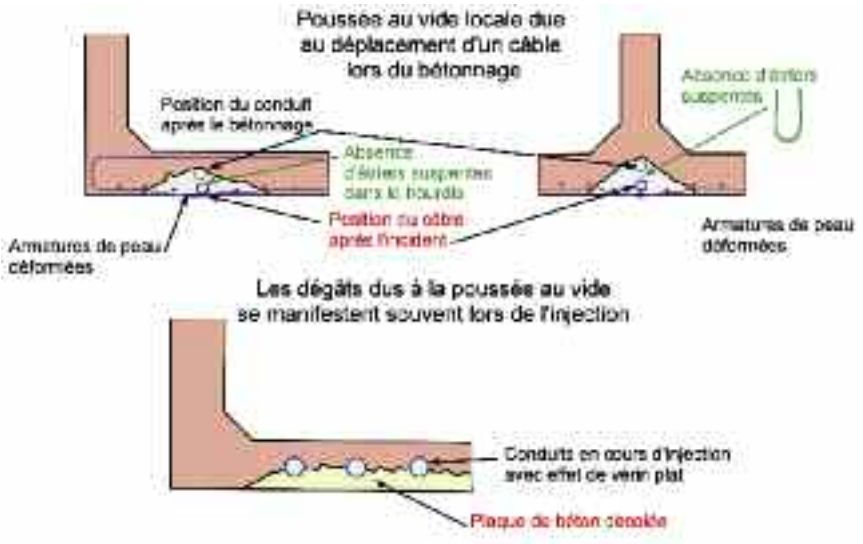

Figure n° 33 : poussée au vide locale due à une cassure du tracé des conduits

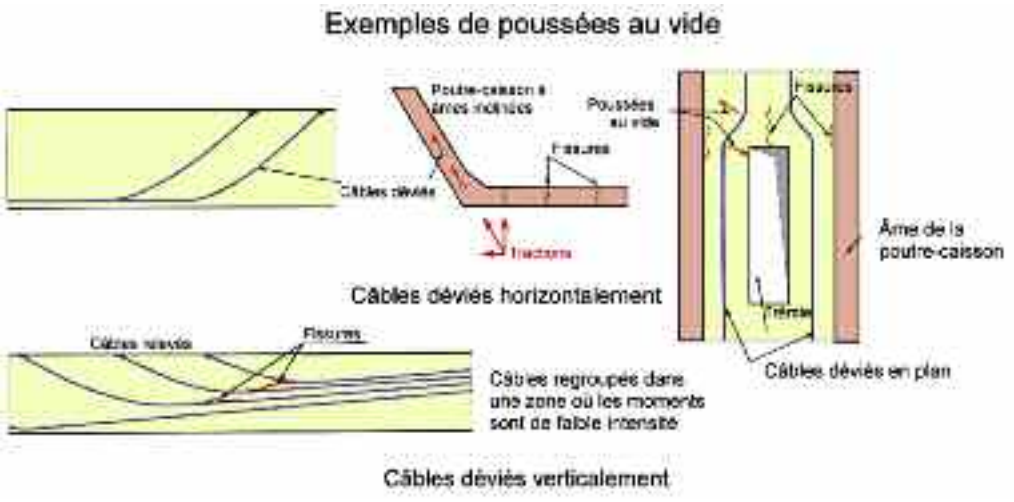

Figure n° 34 : diverses poussées au vide engendrées par des déviations du tracé des armatures de précontrainte

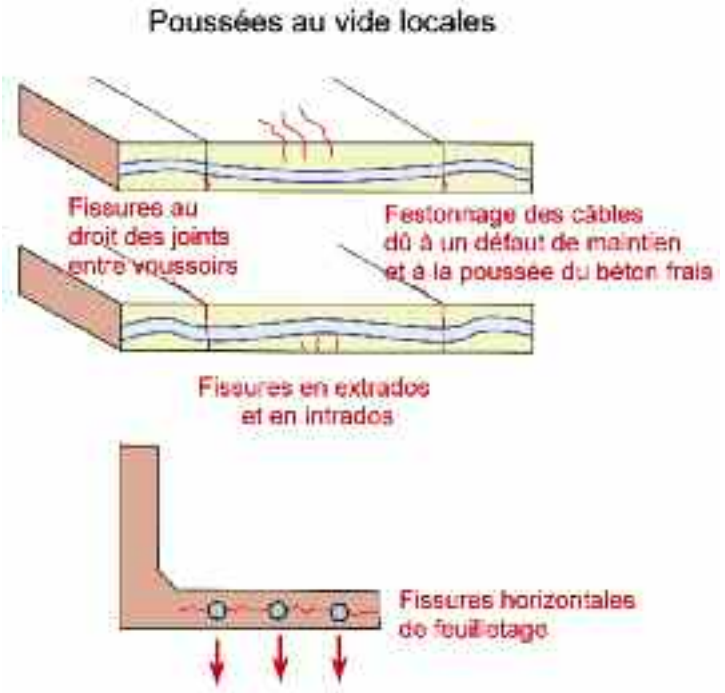

Figure n° 35 : causes de poussées au vide engendrées par un festonnage des câbles (pas assez de points de fixation pour les gaines, personnel marchant sans précaution sur les conduits...)

4

Principes et dimensionnement des réparations et des renforcements par précontrainte additionnelle

4.1 Traitement des insuffisances structurales non liées aux pathologies des matériaux

4.2 Traitement des insuffisances structurales liées à la corrosion des armatures de précontrainte

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Dans ce chapitre sont présentés les principes à appliquer pour, d'une part, évaluer les insuffisances de capacité portante en fonction de l'origine des désordres constatés et, d'autre part, dimensionner l'importance des réparations ou des renforcements :

- d'insuffisances structurales de toute nature mais non liées à celles relevant des pathologies des matériaux (béton et armatures) ;
- d'insuffisances structurales liées à la corrosion des armatures de précontrainte.

NOTE : *le traitement des insuffisances structurales liées aux* ***autres pathologies des matériaux*** *relève du* ***guide FABEM 1.***

4.1.1 RAPPELS

Les insuffisances structurales d'ouvrages en béton précontraint non liées à une pathologie des matériaux sont dues, par exemple, à des erreurs de conception, de modélisation, de calcul ou d'exécution, à des actions accidentelles, etc. De telles insuffisances se manifestent, le plus souvent, par **l'apparition de fissures actives** de flexion, d'effort tranchant, de diffusion, d'efforts combinés, etc. **Elles nécessitent donc une réparation.**

Les insuffisances structurales d'ouvrages en béton précontraint peuvent aussi être dues à la nécessité **d'augmenter la capacité portante de la structure** pour admettre des charges d'exploitation plus élevées, pour permettre le passage d'un convoi exceptionnel très lourd, etc. De telles insuffisances **nécessitent un renforcement** dont le dimensionnement s'appréhende après un **«recalcul»** de la structure. En effet, une telle structure ne présente normalement pas de désordres visibles, sauf si elle est affectée, en plus, par une pathologie quelconque.

> Ces insuffisances structurales de toutes natures, suivant le cas, conduisent à :

- une insuffisance de la force de précontrainte ;
- une insuffisance de la section des armatures de béton armé (les armatures passives) ;
- une insuffisance de la section de béton (contraintes de compression ou de cisaillement excessives) ;
- des insuffisances combinées de la force de précontrainte, de la section des armatures passives, voire même de la section de béton.

> Dans le choix d'une technique de réparation ou de renforcement et de son dimensionnement, il est donc très important :

- d'une part, de déterminer si l'insuffisance touche une pièce de l'ouvrage dont le fonctionnement relève du béton précontraint ou du béton armé ou des deux à la fois ;

La réparation ou le renforcement des insuffisances de résistance des pièces en béton précontraint sont en général beaucoup plus délicates que celles des pièces en béton armé.

- d'autre part, de s'assurer que la solution de réparation et/ou renforcement est effectivement réalisable compte tenu **des diverses contraintes du programme du maître d'ouvrage,** des dimensions géométriques de la structure, de la présence des armatures actives ou passives existantes qu'il ne faut pas endommager, des caractéristiques dimensionnelles du matériel nécessaire pour exécuter les travaux de réparation, etc.

À partir de l'expérience recueillie durant de nombreuses années, ce chapitre donne **des indications générales sur les réparations ou les renforcements et les hypothèses de calcul** qu'il est préférable d'adopter en fonction des désordres constatés et des insuffisances évaluées lors de l'expertise de la structure concernée, qu'elle soit en béton précontraint ou béton armé. De plus, le chapitre suivant **traite dans le détail** (géométrique, technologique…) **de la conception des réparations et des renforcements** des insuffisances vis-à-vis de la flexion, de l'effort tranchant…

> Bien entendu, il y a lieu d'adapter les solutions types aux insuffisances constatées. Par exemple :

- si la section de béton est insuffisante, il est nécessaire d'ajouter de la matière sous forme de béton coulé ou projeté qu'il faut lier à la structure existante par des armatures de couture et en tenant compte des effets des différents retraits différentiels entre le nouveau et l'ancien béton. Sans une mise sur cintre[8], un réglage des réactions d'appui…, l'ajout de matière ne peut participer qu'à la reprise des efforts appliqués à la structure après le renforcement (les charges d'exploitation, les effets thermiques…) ;
- si la structure a été dimensionnée avec des règles de calcul antérieures aux règles actuelles (les Eurocodes), des adaptations des hypothèses de calcul sont indispensables, car il est rarement possible de rendre une structure ancienne entièrement conforme aux Eurocodes. En effet, une telle structure a souvent été dimensionnée en précontrainte totale, c'est-à-dire sans admettre de tractions dans le béton, ce qui entraîne, ipso facto, que la section des armatures passives longitudinales présentes est insuffisante pour reprendre les tractions admises par les règles actuelles et limiter les ouvertures des fissures. De plus, ces armatures ne sont pas toujours continues au droit des reprises de bétonnage entre tronçons de poutres ou de hourdis ;

***ATTENTION : cette absence de continuité du ferraillage** a été constatée longitudinalement dans les poutres-caissons des tabliers de ponts à voussoirs coulés en place dans des équipages mobiles et concerne souvent le hourdis inférieur (lors de la réalisation, les plans d'exécution peuvent ne pas avoir été respectés). Elle existe aussi classiquement et systématiquement transversalement dans les hourdis de nombreux VIPP (viaducs à poutres préfabriquées post-contraintes) précontraints transversalement (la figure ci-après explicite le défaut de continuité du ferraillage passif).*

***NOTE :** les ouvrages qui ont été calculés avec les **règles BPEL et BAEL** à partir des années 80 (règles en vigueur juste avant les Eurocodes) ont des conceptions proches de celles que l'on obtient avec les Eurocodes. Les ouvrages qui posent le plus de problèmes sont ceux conçus avec les règles antérieures aux BPEL et BAEL.*

[8] ***ATTENTION**, la structure étant précontrainte, une telle opération est très délicate*

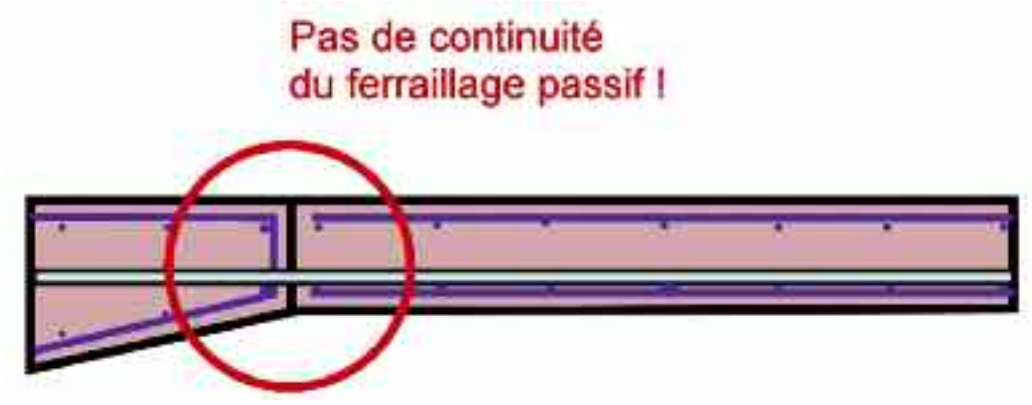

Figure n° 36 : disposition du ferraillage du hourdis à la jonction avec la table de compression d'une poutre type VIPP

- il peut y avoir des incertitudes sur l'intensité et la distribution des contraintes exercées par la précontrainte d'origine à cause des incertitudes sur les pertes, principalement lorsque les armatures sont touchées par la corrosion. Dans un tel cas, il est donc nécessaire d'effectuer un calcul en "fourchette". Les valeurs haute et basse de la fourchette sont à déterminer en fonction de l'état de l'ouvrage évalué lors de l'expertise de la structure. Ce type de réparation, à cause du choix de la fourchette, est un des plus difficiles à étudier.
  Cette incertitude peut aussi concerner la tension des étriers actifs sous forme de barres ou de câbles de faible longueur. La mise en tension de telles armatures requière une procédure spécifique qui n'a été imposée qu'à partir des années 80 par le fascicule 65 du CCTG.

NOTE : ***la précontrainte additionnelle,*** *très souple d'emploi, permet, dans de très nombreux cas,* ***l'ajout des forces*** *dont la structure en état pathologique a besoin. Elle est donc souvent privilégiée. Cependant, il y a lieu de rappeler que cet ajout peut aussi être obtenu par* ***des déformations imposées*** *(dénivellation d'appui d'un tablier à plusieurs travées, réglage de la poussée d'un pont à béquille…) lesquelles peuvent être associées ou non à une précontrainte additionnelle.*

La suite du texte traite de cas d'utilisation ***des déformations imposées*** *et attire l'attention sur les effets* ***du fluage du béton,*** *qui, même si celui-ci est très âgé, réduit les forces ajoutées dans des proportions non négligeables.*

4.1.2 CAS D'UN ÉLÉMENT DONT LE FONCTIONNEMENT RELÈVE DU BÉTON PRÉCONTRAINT

4.1.2.1 Investigations

Le plus souvent, une structure précontrainte n'est précontrainte que dans le sens longitudinal. Dans le sens transversal, elle fonctionne en béton armé. Cependant, certaines structures sont précontraintes longitudinalement et transversalement au niveau du hourdis supérieur et des entretoises. Les âmes de certaines poutres peuvent être précontraintes par des étriers actifs verticaux ou inclinés. Dans de rares cas, des poutres-caissons peuvent également être précontraintes transversalement au niveau du hourdis inférieur (par exemple, c'est le cas du célèbre pont de Luzancy sur la Marne).

Deux cas se présentent : la structure **en service à vide est fissurée ou elle ne l'est pas.** L'expertise préalable de la structure permet de différencier ces deux cas.

L'identification des sections fissurées relève d'un examen visuel au cours d'une inspection détaillée et, en cas de doute, par une campagne d'extensométrie sous le trafic courant ou lors d'un chargement calibré de l'ouvrage.

La tension des armatures de précontrainte intérieures au béton (armatures longitudinales, transversales, verticales…) peut être évaluée par la **«méthode de l'arbalète». Celle des armatures de précontrainte extérieure au béton** par la mesure de leur période de vibration ou par l'arbalète.

> La quantification de la sollicitation provoquant la fissuration en flexion d'une ou de plusieurs section peut être obtenue par les deux méthodes complémentaires suivantes :

- la méthode dite **«des moments de décompression»** réservée aux poutres-caissons ;
- la méthode de pesée des réactions d'appui.

La méthode des moments de décompression consiste à charger progressivement la travée de l'ouvrage par des camions calibrés, qui sont déplacés progressivement de façon à soumettre une ou plusieurs sections (en général les joints entre voussoirs) équipées de capteurs de déplacement et de jauges de déformation à des moments positifs croissants jusqu'à provoquer l'ouverture des fissures (le plus souvent les joints). Le moment qui ouvre une fissure est appelé **moment de décompression.**

Suivant que la fissure peut ou non remonter dans les âmes, les jauges et les capteurs sont à disposer sur l'extrados du hourdis inférieur et sur la face intérieure des âmes ou seulement sur l'extrados du hourdis.

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

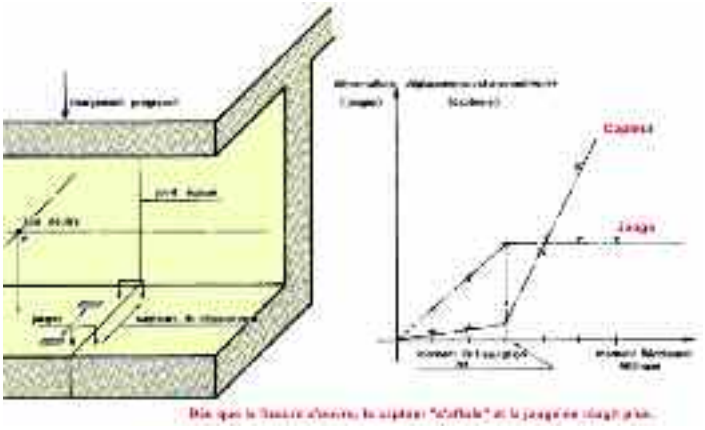

Figure n° 37 : principe de la mesure du moment de décompression

Le calcul permet d'obtenir **le diagramme des contraintes** qui se développent dans la section sous l'action de l'intensité du chargement à l'origine de la décompression. Il est alors possible de considérer que le comportement de l'ouvrage est très proche du modèle de calcul si le diagramme calculé montre qu'il y a effectivement décompression.

ATTENTION : *l'interprétation d'un tel essai est très délicate, les diagrammes mesurés n'étant pas toujours linéaires.*

Les armatures passives et actives peuvent également être équipées de jauges de déformations, ce qui permet de mesurer sous les chargements la tension des armatures passives et la surtension des armatures actives et de s'assurer que des risques de fatigue ne sont pas à redouter. Cet équipement est particulièrement utile si la section est fissurée à vide, comme expliqué ci-après.

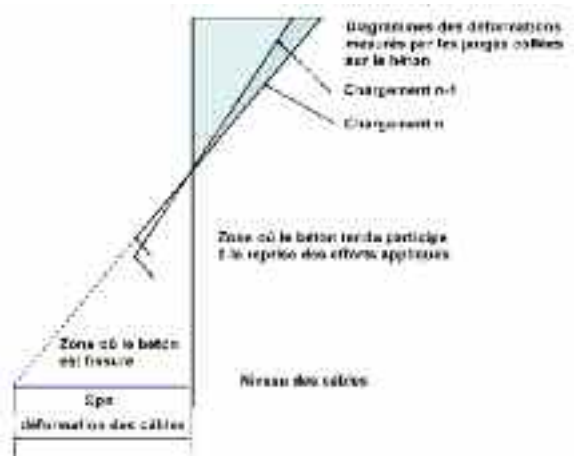

Figure n° 38 : diagrammes des contraintes dans le béton et les armatures actives

Lorsque la fissure est ouverte à vide, on applique le chargement progressif sur les travées adjacentes à la travée où se situe la section concernée afin de créer des moments négatifs croissants pour essayer de la recomprimer.

> Deux cas se présentent :

- la recompression est possible : on peut donc, connaissant le moment de décompression (point de référence), en déduire le diagramme des contraintes à vide et calculer la force de précontrainte à appliquer pour **«refermer la fissure»** et équilibrer les charges d'exploitation et les gradients thermiques. Ce cas correspond à celui où la fissuration est de faible importance, cas visé ci-après ;
- la recompression est impossible : on ne peut alors évaluer le diagramme des contraintes à vide et des risques de fatigue sont à craindre. Dans ce cas, si la mesure des réactions d'appui ne peut permettre de conclure, il peut être envisagé de procéder à un réglage des réactions d'appui, méthode visée ci-après. Ce cas correspond à celui où la fissuration est importante, cas visé ci-après.

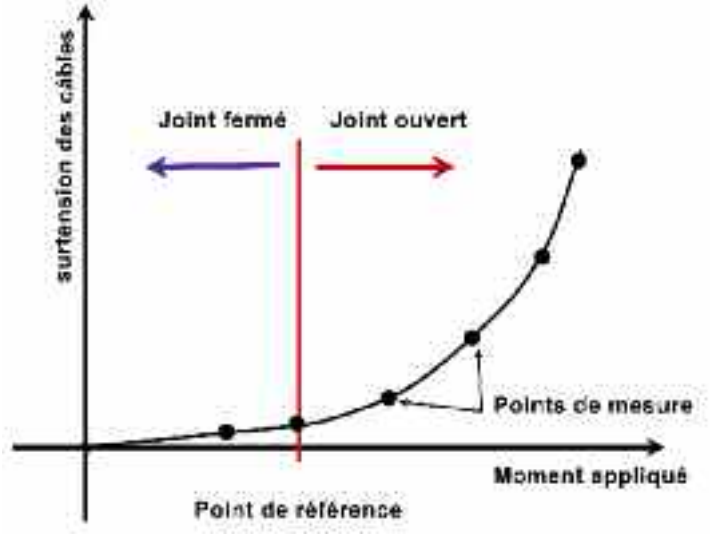

Figure n° 39 : diagramme des surtensions dans les câbles

La pesée des réactions d'appui permet de recouper la méthode des moments de décompression. Elle permet aussi de contrôler si les **réactions d'appui mesurées et calculées** sont proches et, dans ce cas, de conclure que l'ouvrage réel a un comportement très proche du modèle de calcul. Si tel n'est pas le cas, il faut faire des investigations complémentaires.

Ces deux types de mesures permettent de valider le recalcul de la structure ou de l'adapter pour se rapprocher le plus possible du comportement réel de la structure.

> Le détail de ces techniques d'investigation pointues figure dans les documents de référence suivants :

- Comportement des joints de voussoirs par MM. BRUNEAU et CHATELAIN - Annales ITBTP, juin 1985, série : B/230 ;
- Estimation par des essais de chargement du défaut de résistance à la flexion de certains tabliers en béton précontraint par MM. CHATELAIN, BRUNEAU et DUCHENE ;
- Journées d'étude de 1981 sur le renforcement et la réparation des structures - Exposé de M. POINEAU, Annales ITBTP, janvier et février 1983, série : TGC/89 et 90.

4.1.2.2 Hypothèses pour le dimensionnement d'une réparation ou d'un renforcement dans le cas d'une insuffisance de résistance vis-à-vis de la flexion

ATTENTION : *comme cela a été vu plus haut (se reporter au paragraphe 3.3.3 au-dessus), les fissures constatées lorsque le tablier est à vide ou sous circulation courante, voire fréquente (avec ou sans gradients thermiques), se trouvent, le plus souvent, au niveau de certaines* ***sections intermédiaires,*** *alors que* ***les sections situées au milieu des travées ou sur appuis*** *restent comprimées. Ce paradoxe s'explique par les efforts d'entraînement en arrière des arrêts de câbles dans les sections susvisées.*

Cependant le ***«recalcul»*** *montre, que sous le chargement maximal (par exemple, aux ELS sous combinaisons rares incluant les gradients thermiques dans un calcul effectué avec les règles BPEL), les sections non fissurées se trouvent soumises à des tractions qui dépassent les valeurs limites, ce qui indique aussi, pour ces sections, une insuffisance de force portante. Dans un tel cas, les tensions qui se développent dans les armatures passives et les surtensions qui se développent dans les armatures actives peuvent assurer l'équilibre de ces sections si elles ne sont pas excessives.*

Pour déterminer ***la précontrainte additionnelle*** *à mettre en œuvre,* ***deux calculs sont donc à effectuer :*** *l'un au niveau des sections fissurées et l'autre au niveau des sections non fissurées les plus sollicitées. Il faut* ***retenir le calcul qui donne la plus forte précontrainte,*** *sauf si on envisage de moduler la précontrainte additionnelle en prévoyant des arrêts de câbles.*

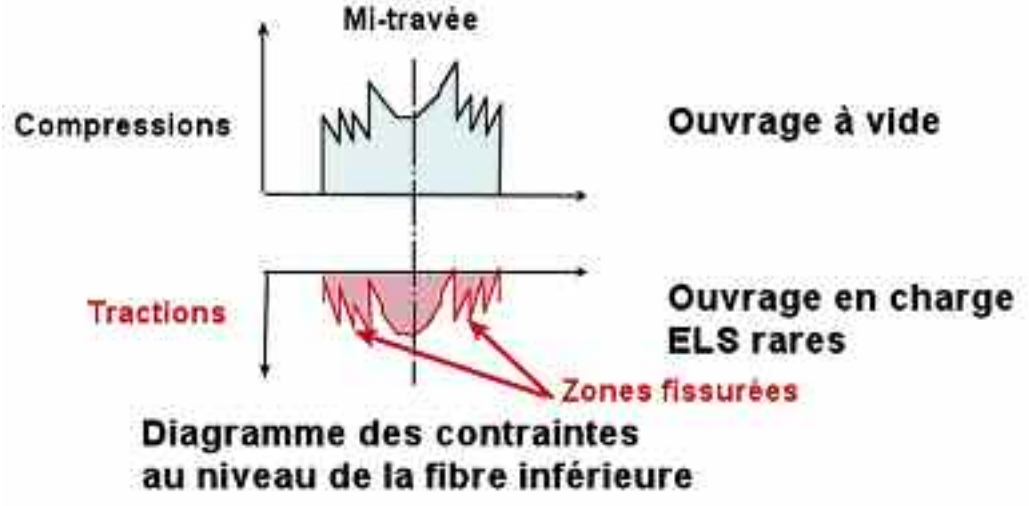

Figure n° 40 : diagramme des contraintes issu d'un recalcul

NOTE : *le diagramme des contraintes de la figure ci-dessus montre bien, ce qui est logique, que les tractions en flexion générale sont plus importantes à la clé qu'au droit des sections fissurée. En effet, dans ce diagramme, les tractions développées par les efforts d'entraînement ne sont pas comptabilisées.*

4.1.2.2.1 Cas d'un ouvrage non fissuré en service à vide

> Dans un tel cas, le choix des techniques de réparation ou renforcement est assez important. Il est possible d'avoir recours à l'ajout :

- de forces sous forme d'une précontrainte additionnelle ;
- de matière, par exemple par ajout de béton et d'armatures passives (se reporter au **guide FABEM 1** et au **guide FABEM 7**) ou de matériaux composites sous forme de joncs, plaques ou tissus (se reporter au guide **FABEM 7**) ;
- soit de forces et de matière.

NOTE : ***le cas des pièces en traction*** *(tirants, réservoirs…) n'a pas fait l'objet d'un paragraphe spécifique. En effet, les méthodes de réparation ou de renforcements applicables aux pièces soumises à la flexion, à l'effort tranchant… sont aussi utilisables dans ce cas particulier avec quelques adaptations.*

> Hypothèses générales de calcul à retenir dans le cas d'une pièce soumise à la flexion et qui n'est pas fissurée en service à vide :

- lorsque la solution de réparation ou de renforcement fait appel à une précontrainte additionnelle, la force de précontrainte «P» à mettre en œuvre doit être dimensionnée vis-à-vis de l'ELS pour équilibrer la partie des sollicitations qui ne peut être équilibrée par la précontrainte d'origine. Cette force permet de ramener ainsi les contraintes dans le domaine de résistance à l'ELS comme à l'ELU, comme pour un ouvrage neuf, sachant que l'ELS est dimensionnant (se reporter à la figure n° 41) ;

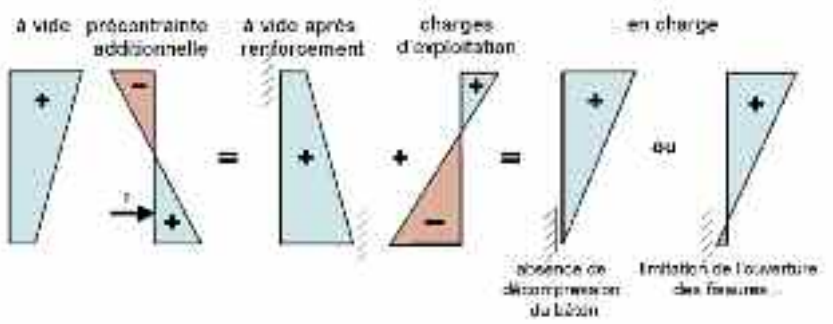

Figure n° 41 : principe de renforcement d'une section non fissurée à vide

NOTE : *la force de précontrainte à mettre en œuvre, suivant le cas, peut relever de l'absence de décompression (classe I des anciennes règles BPEL), d'une traction limitée du béton pour éviter une ouverture excessive des fissures s'il y a des armatures passives de section suffisante…*

- dans les ouvrages non conçus avec les Eurocodes et les règles BPEL, le plus souvent, la section des armatures longitudinales passives situées dans la zone tendue est très insuffisante pour respecter les ouvertures de fissures permises par les règles actuelles ou reprendre les tractions autorisées par la classe II, voire la classe III des anciennes règles BPEL. Il convient alors :

  - soit de limiter les ouvertures des fissures aux valeurs que la section des armatures passives existantes peut équilibrer en augmentant légèrement la précontrainte longitudinale additionnelle,
  - soit d'augmenter nettement la force de précontrainte pour empêcher toute décompression du béton,
  - soit d'ajouter des matériaux composites (joncs, plaques, tissus) pour équilibrer les tractions du béton et limiter l'ouverture des fissures aux valeurs fixées par les règles ;

NOTE : *se reporter au* ***guide Eurocode 2 du Sétra*** *qui donne une méthode* ***«rustique»*** *pour éviter de faire le calcul de l'ouverture des fissures lorsque cela est possible.*

- lorsqu'une précontrainte additionnelle n'est pas nécessaire, c'est-à-dire lorsque les contraintes limites du béton en traction et les ouvertures des fissures correspondantes peuvent être respectées, la solution peut passer par la mise en œuvre de matériaux composites pour compléter l'action des armatures actives, qui peut être légèrement insuffisante.

4.1.2.2.2 Cas d'un ouvrage faiblement ou fortement fissuré en service à vide

Il s'agit d'un ouvrage où les investigations, à l'aide de jauges de déformations et de capteurs de déplacement, ont montré que **les fissures étaient actives** sous les variations thermiques et le passage des charges. Suivant les cas, la fissuration peut être limitée ou importante.

Ces fissurations se trouvent souvent dans les poutres-caissons, lorsque les contraintes de traction, développées en arrière d'arrêts de câbles par effet d'entraînement, se superposent aux contraintes de traction développées par la flexion générale.

> Il est rappelé que ces fissures se présentent sous deux formes :

- la fissure franchement ouverte sur toute l'épaisseur du hourdis, ce qui indique une décompression totale ;
- la fissure qui ne concerne que la face supérieure du hourdis ou sa face inférieure. Dans ce cas, il y a une décompression partielle.

> La réparation passe :

- par la régénération de la continuité du béton, qui est obtenue par l'injection des fissures injectables (ouverture ≥ 0, 1 à 0,2 mm) ;
- et par l'ajout de forces par la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle, le plus souvent extérieure au béton ;
- parfois, en complément, par l'ajout de forces sous forme de déformations imposées (dénivellation d'appuis).

L'ajout de matière peut être nécessaire en complément. Par exemple, du béton et des armatures passives (se reporter au **guide FABEM 1** et au **guide FABEM 7**) ou des matériaux composites sous forme de joncs, plaques ou tissus (se reporter au guide **FABEM 7**) ;

NOTE : *dans les années 80, le recours à l'ajout de matière sous forme* ***de tôles collées utilisée seules*** *pour le blocage de fissures active n'a pas toujours donné satisfaction à cause des déformations du film de colle.* ***Les matériaux composites,*** *pour les mêmes raisons, ne sont pas recommandés, sauf s'il s'agit de bandes (pultrudés) mises en tension, qui jouent alors le rôle d'une précontrainte additionnelle.*

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

A. Hypothèses générales de calcul à retenir pour une pièce soumise à la flexion faiblement fissurée :

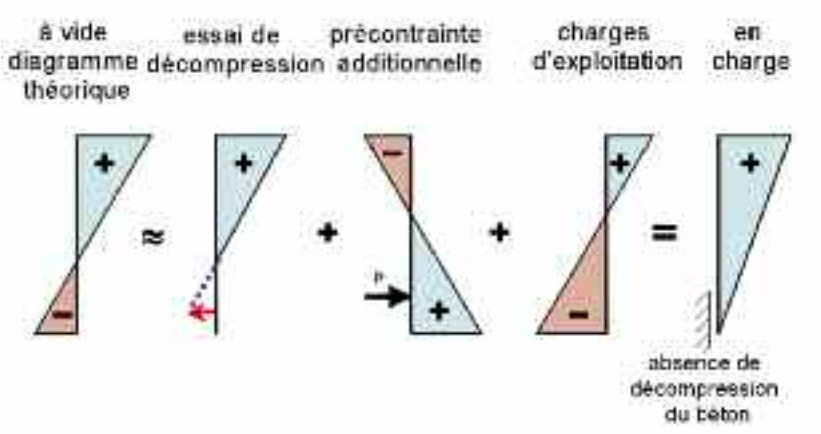

Figure n° 42 : principe de renforcement d'une section fissurée à vide

> Deux cas peuvent se présenter :

Dans le premier cas, la structure est faiblement fissurée (ouverture des fissures limitée à quelques dixièmes de millimètre) et le diagramme des contraintes à vide obtenu, après un essai de décompression, montre **une faible surtension des armatures actives : les contraintes dans le béton au droit de la fissure sont nulles.** La force de précontrainte minimale à mettre en œuvre doit être calculée pour équilibrer les sollicitations qui vont s'appliquer à la structure, une fois celle-ci réparée, afin que les fissures ne se rouvrent pas. Il s'agit, normalement, des sollicitations dues aux actions thermiques et aux charges d'exploitation. La précontrainte à mettre en œuvre est donc plus importante que dans le cas où la structure n'est pas fissurée. En charge, la section ne devra normalement pas se décomprimer (se reporter à la figure n° 42). **Dans un tel cas, il faut injecter les fissures avant la mise en tension de la précontrainte additionnelle.**

On se trouve dans le second cas si la surtension est plus importante. Il faut alors augmenter la force de précontrainte minimale calculée ci-devant pour pouvoir refermer les fissures avant de comprimer le béton comme précédemment. Dans la pratique, comme dans le premier cas, il faut injecter les fissures, puis mettre en œuvre une précontrainte additionnelle, mais plus importante.

Une dénivellation d'appui préalable peut aussi être envisagée pour refermer les fissures avant la mise en tension de la précontrainte additionnelle, ce qui permet une nette réduction de la force de précontrainte à mettre en œuvre.

Il est à noter que l'injection permet d'éviter, dans les deux cas susvisés, que les contraintes passent par les points durs. Cela diminue le risque d'avoir des zones faiblement comprimées qui pourraient de nouveau se décomprimer sous le passage des charges ou lors des forts gradients thermiques.

NOTE : *il n'y a pas lieu de s'inquiéter sur le fait que le module d'Young «E» d'une résine (E = 2 500 MPa) est beaucoup plus faible que celui du béton (Eb = 30 000 MPa). En effet, dans la fissure, la résine est confinée et ne peut se déformer transversalement. Son module apparent «E'» est donné par la relation :*

$$\frac{E}{E'} = 1 - \frac{2\nu^2}{(1-\nu)}$$

Comme le coefficient de POISSON «v» d'une résine est voisin de 0,48, on voit que ***le module apparent vaut sensiblement «10 E» et est très proche de celui du béton.***

Cependant, l'expérience montre que, parfois, malgré l'injection, **subsiste une certaine perte d'efficacité de la précontrainte** (pouvant varier entre 5 et 20%) ; il est donc préférable, en cas de doute, de surdimensionner légèrement la précontrainte de renfort.

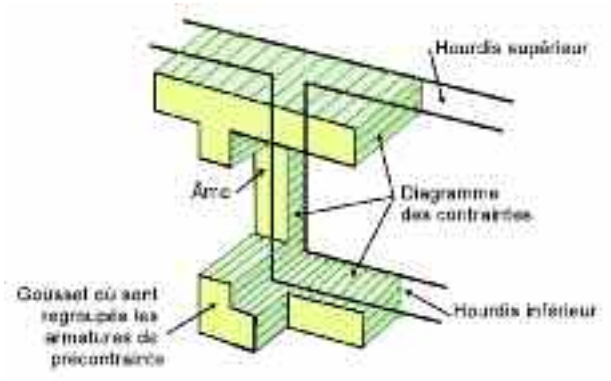

Figure n° 43 : diagramme des contraintes constaté à cause d'un défaut de conjugaison au droit du joint entre deux voussoirs successifs

Dans certains cas, les investigations **du laboratoire** montrent que **le diagramme des contraintes ne satisfait pas à la loi de Navier-Bernoulli.** Il y a donc des incertitudes sur l'intensité et surtout la distribution des contraintes sur les sections concernées. Un tel problème peut concerner une poutre-caisson constituée de voussoirs préfabriqués, voire coulés en place, lorsqu'il y a un défaut de conjugaison entre les voussoirs, car les contraintes passent préférentiellement par les points durs, c'est-à-dire les goussets où sont logés les câbles.

S'il est impossible, par une injection préalable des joints fissurés, de reconstituer la continuité de la matière pour que la précontrainte additionnelle arrose la totalité des sections concernées, il est envisageable de faire les calculs des contraintes en réduisant l'inertie et la surface de ces sections.

Par exemple, lors du projet de renforcement du viaduc de Saint-Cloud, dans les années 80, le calcul des caractéristiques géométriques et mécaniques de certaines sections a été fait **en négligeant une partie du hourdis inférieur.** Cet artifice a été rendu possible car aucune armature active ne traversait les parties des joints ainsi décomprimés. Il n'y avait donc aucun risque de corrosion ni de fatigue de ces armatures à redouter (se reporter à la figure n° 43).

B. Hypothèses générales de calcul à retenir pour une pièce soumise à la flexion et fortement fissurée :

Dans le cas où la structure est fortement fissurée (fissures dépassant le millimètre), il est nécessaire de s'assurer, lors de l'expertise, qu'il n'y a pas eu **de redistribution des efforts dans la structure,** ce qui se produit lorsqu'il existe une divergence entre le modèle utilisé pour le **«recalcul»** et le comportement réel de la structure. La mise en lumière d'un tel phénomène relève de la méthode de pesée des réactions d'appui (méthode exposée ci-devant). Dans un tel cas, **un réglage des réactions d'appui,** dont le principe est décrit ci-après, peut permettre de rétablir la concordance entre le modèle de calcul et l'ouvrage réel. S'il n'y a pas de discordance, les hypothèses de dimensionnement précédentes peuvent être retenues.

> La précontrainte additionnelle peut être associée à la mise en œuvre de déformations imposées. En effet, une dénivellation d'appui peut permettre de :

- de modifier la répartition des sollicitations dans une structure par un réglage progressif des réactions d'appui, c'est-à-dire en plusieurs phases étalées sur période de l'ordre d'une année ou plus. Ce réglage a pour but de rendre le fonctionnement de la structure conforme à celui du modèle de calcul. Ce réglage doit avoir lieu avant la mise en œuvre de la précontrainte additionnelle[9] ;
- de comprimer une fissure injectée avant la mise en tension de la précontrainte additionnelle. Les effets de cette dénivellation d'appui agissent dans le même sens que ceux de l'enlèvement des charges nécessaires pour ouvrir les fissures à injecter. Ceci est très favorable à une bonne répartition des contraintes de compression dans la section fissurée. La dénivellation peut aussi permettre de corriger le profil en long d'un tablier déformé à cause de son insuffisance de résistance à la flexion.

ATTENTION : les effets de la dénivellation d'appui diminuent *dans le temps à cause* ***du fluage du béton, même si celui-ci est très âgé,*** *comme l'ont montré les mesures effectuées lors des réparations du pont de Lacroix-Falgarde (rappel : pour un béton âgé de 28 jours, le coefficient de fluage est classiquement pris égal à 2).*

NOTE : *le réglage de la poussée au droit d'une articulation d'un pont à béquille peut avoir les mêmes effets favorables qu'une dénivellation d'appui.*

Les travaux d'ajout de forces par déformations imposées sont traités dans le chapitre 11 ci-dessous du présent guide.

[9] *Un tel réglage a été réalisé lors de la réparation du pont de Pont-sur-Yonne dans l'Yonne. Il s'agit d'un ouvrage dont l'évolution des réactions d'appui sur culées avait été suivie dès la construction par le* ***LCPC*** *dans le cadre de recherches sur les effets des redistributions d'efforts par déformations différées gênées. Les redistributions d'effort ont pu être parfaitement évaluées, elles ont ensuite été modifiées par le réglage.*

C. Hypothèses générales de calcul à retenir pour justifier vis-à-vis de l'ELU une pièce soumise à la flexion :

Le moment fléchissant appliqué peut être équilibré par les armatures de précontrainte d'origine, intérieures au béton, qui peuvent être surtendues, la précontrainte longitudinale additionnelle sans pouvoir admettre de surtension (sauf étude très spécifique visée par l'EC 2 et décrite ci-après) et par la mise en tension des armatures passives sous réserve qu'elles n'aient pas été plastifiées.

4.1.2.3 Hypothèses pour le dimensionnement d'une réparation ou d'un renforcement dans le cas d'une insuffisance de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant seul

NOTE : *dans le paragraphe 4.1.2.4 ci-dessous sont traités les cas où les insuffisances de capacité portante sont causées à la fois par le cumul de l'effort tranchant, de la torsion, de la diffusion de la précontrainte (efforts concentrés)…*

4.1.2.3.1 Généralités

> Trois cas se présentent :

1. l'ouvrage a aussi une insuffisance de capacité portante vis-à-vis de la flexion. La précontrainte longitudinale additionnelle seule peut rendre l'ouvrage conforme aux règles de calcul retenues, en particulier si le câblage est dévié (câblage polygonal) grâce à la composante verticale apportée par l'inclinaison du câblage longitudinal allié à la compression qu'il exerce ;

2. l'ouvrage a aussi une insuffisance de capacité portante vis-à-vis de la flexion mais la précontrainte longitudinale additionnelle seule ne peut rendre l'ouvrage conforme aux règles de calcul retenues. Il faut donc ajouter une précontrainte dite «verticale» sous forme de torons, de barres… ;

3. l'ouvrage n'a pas d'insuffisance de capacité portante vis-à-vis de la flexion. Il faut simplement ajouter une précontrainte dite «verticale» sous forme de torons, de barres….

ATTENTION : *le recours à* ***une précontrainte «verticale»*** *impose que les sections présentant une insuffisance de résistance au cisaillement (cette insuffisance peut concerner : la section à la jonction entre l'âme et le hourdis supérieur, celle au niveau du centre de gravité, celle à la jonction entre l'âme et le talon ou le hourdis inférieur…) soient correctement comprimées. Pour cela, il faut considérer que l'angle de diffusion de la précontrainte verticale vaut sensiblement arc tg 2/3.*

De plus, ***une procédure de mise en tension particulière*** *doit être appliquée pour limiter au maximum les déformations du béton sous les ancrages, la rentrée des clavettes…qui créent des pertes de précontrainte importantes dans ces armatures de faible longueur (quelques mètres).*

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

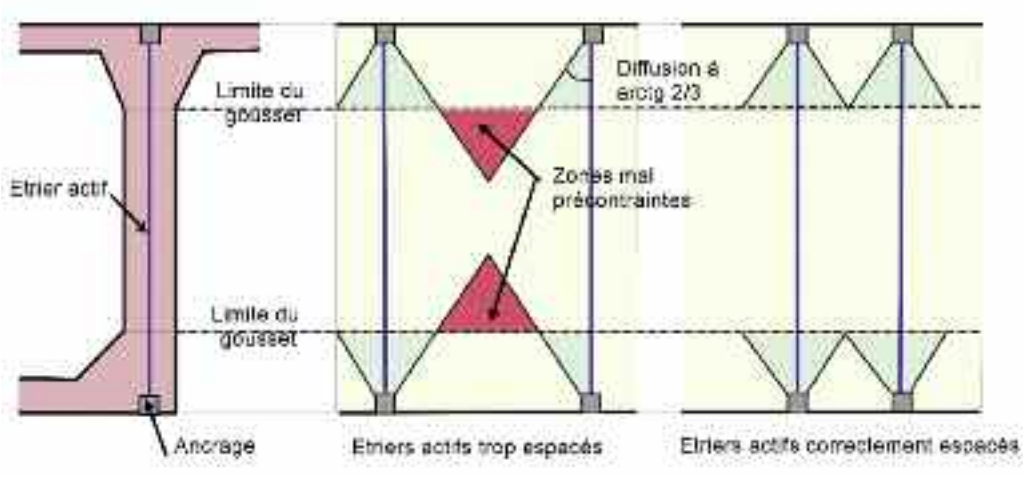

Figure n° 44 : répartition correcte et incorrecte des armatures «verticales» d'âme

ATTENTION : il y a lieu de rappeler que les étriers actifs existants peuvent : *être trop espacés pour comprimer correctement l'âme et, en particulier, la jonction entre l'âme et les goussets ; ne pas avoir la tension théorique de la note de calculs du dossier de l'ouvrage.*

La prise en compte de ces étriers actifs existants dans le dimensionnement de la réparation impose donc l'évaluation de leur tension (par exemple, en utilisant **«l'arbalète»**, qui est un appareil permettant de mesurer la tension des armatures de précontrainte constituées de fils ou de torons).

La précontrainte «verticale» additionnelle, alliée ou non à une précontrainte longitudinale additionnelle, doit être dimensionnée, d'une part, **à l'ELS** pour rendre le béton capable d'équilibrer les contraintes de cisaillement (sachant qu'avant renforcement, les contraintes au droit d'une fissure traversante peuvent être considérées comme nulles) et, d'autre part, **à l'ELU** pour permettre aux armatures passives et actives d'équilibrer l'effort tranchant (rendre l'ouvrage non fragile vis-à-vis de la rupture).

Pour les justifications à l'ELU, il convient de distinguer la position de l'armature de précontrainte intérieure ou extérieure au béton et, également, si les armatures peuvent être considérées comme adhérentes ou non au béton.

Si le BPEL ne prévoyait pas de prendre en compte la surtension des armatures de précontrainte extérieures au béton, l'Eurocode 2 permet d'en tenir compte. Il s'agit alors de la surtension développée par la déformation de l'ensemble de l'élément entre deux points fixes consécutifs (se reporter à l'EC 2 parties 1-1 et 2).

4.1.2.3.2 Cas d'un ouvrage non fissuré

> La réparation passe :

- par l'ajout de forces par la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle, soit longitudinale seule, soit longitudinale et verticale, soit verticale seule (se reporter au paragraphe 4.1.2.3.1 au-dessus).

L'ajout de matière peut être aussi nécessaire dans le cas où l'ouvrage est amené à supporter des charges supérieures aux charges du dimensionnement initial. Cet ajout peut se faire sous forme de béton (béton courant, BHP, BAP, BFUP) et d'armatures passives (se reporter au **guide FABEM 1** et au **guide FABEM 7**) ou de matériaux composites, tels que des joncs, plaques ou tissus (se reporter au **guide FABEM 7**) ;

A. Hypothèses générales de calcul à retenir pour une pièce soumise à l'effort tranchant non fissuré :

- lorsque la solution fait appel à une précontrainte additionnelle, celle-ci est dimensionnée pour équilibrer la partie des sollicitations qui ne peut être équilibrée par la précontrainte d'origine et ainsi ramener les contraintes dans le domaine de résistance à l'ELS comme à l'ELU, comme pour un ouvrage neuf. Cette précontrainte peut être constituée, soit par des étriers actifs, soit par une précontrainte longitudinale déviée ;

- si la section des armatures passives de l'âme est insuffisante, la solution passe :

  - soit par l'augmentation de la précontrainte additionnelle pour compenser l'insuffisance relevée,
  - soit par la mise en œuvre de tôles collées ou de matériaux composites (ici, par hypothèse, le béton n'est pas fissuré),
  - voire, par le scellement de barres de béton armé, de joncs en matériaux composites… s'il est nécessaire de réparer les parties supérieures ou inférieures de l'âme où la précontrainte verticale additionnelle est peu efficace (se reporter à figure n° 43).

Sur une poutre-caisson, il est possible de mettre en place une précontrainte verticale non symétrique, (côté intérieur ou côté extérieur des âmes), ce qui impose une vérification de la résistance à la flexion transversale du caisson.

Les étriers actifs doivent être suffisamment rapprochés pour assurer une compression uniforme de l'âme.

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

4.1.2.3.3 Cas d'un ouvrage légèrement fissuré

Le cas traité correspond au cas où les âmes des poutres présentent des fissures inclinées régulièrement espacées et lorsqu'il n'y a pas d'arrêts de câbles apportant des efforts de diffusion.

> La réparation passe :

- par la régénération de la continuité du béton qui est obtenue par l'injection des fissures injectables (ouverture ≥ 0, 1 à 0,2 mm) ;
- et par l'ajout de forces par la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle ;
- parfois, en complément, par l'ajout de forces sous forme de déformations imposées (dénivellation d'appuis).

L'ajout de matière peut être nécessaire en complément : par exemple, du béton et des armatures passives (se reporter au **guide FABEM 1** et au **guide FABEM 7**) ou des matériaux composites sous forme de joncs, plaques ou tissus (se reporter au **guide FABEM 7**).

B. Hypothèses générales de calcul à retenir pour une pièce soumise à l'effort tranchant et légèrement fissurées :

Si l'ouverture des fissures est suffisamment faible (0,2 à 0,3 mm) pour que la résistance des étriers ne soit pas mise en cause (absence de début de plastification des armatures), la précontrainte additionnelle est dimensionnée comme dans le cas d'un ouvrage non fissuré.

ATTENTION : *l'angle d'inclinaison «β» des fissures mesuré peut être supérieur (il est souvent voisin de 45°) à celui donné par le calcul classique issu du cercle de Mohr[10].*

$$tg2\beta = \frac{2\tau_b}{\sigma_b}$$

Dans ce cas, avant la réparation, la vérification de la sécurité à l'effort tranchant doit être effectuée en tenant compte de l'angle mesuré. Au contraire, après réparation (c'est-à-dire injection des fissures et mise en précontrainte), l'angle à prendre en compte est celui issu du calcul (ou pris en compte dans le calcul) puisque, normalement, après injection des fissures et mise en place d'une précontrainte verticale, la continuité de la matière a été rétablie.

[10] *Les formules du présent guide font appel à des notations génériques.*

4.1.2.3.4 Cas d'un ouvrage fortement fissuré

> La réparation passe :

- par la régénération de la continuité du béton, qui est obtenue par l'injection des fissures injectables (ouverture ≥ 0,1 à 0,2 mm) et par l'ajout de forces par la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle ;
- parfois, en complément, par l'ajout de forces sous forme de déformations imposées (dénivellation d'appuis).

L'ajout de matière peut être nécessaire en complément : par exemple, du béton et des armatures passives (se reporter au **guide FABEM 1** et au **guide FABEM 7**) ou des matériaux composites sous forme de joncs, plaques ou tissus (se reporter au **guide FABEM 7**).

C. Hypothèses générales de calcul à retenir pour une pièce soumise à l'effort tranchant et fortement fissurées :

Dans un tel cas, il est fort probable que les étriers aient été plastifiés. Ils ne peuvent encaisser d'efforts supplémentaires. Il est donc prudent de dimensionner la précontrainte additionnelle pour reprendre, soit la totalité de l'effort tranchant en cas de doute sur l'intégrité des armatures, soit seulement le supplément d'effort à encaisser.

De plus, si c'est possible, la réparation doit être conçue de façon que l'effort exercé par la précontrainte additionnelle soit sensiblement normal à la direction de la fissure.

4.1.2.4 Hypothèses pour le dimensionnement d'une réparation ou d'un renforcement dans le cas d'une insuffisance de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant, de la torsion, voire de la flexion transversale et des efforts de diffusion

Le texte ci-après précise comment aborder le calcul des efforts de diffusion, comment tenir compte des autres efforts concomitants, comment s'assurer de la résistance de la pièce (béton et armatures)…

4.1.2.4.1 Généralités

> Cas des fissures de diffusion dans les âmes :

Le cas traité correspond à celui où il y a des arrêts de câbles apportant des **efforts de diffusion** qui se combinent avec ceux développés par l'effort tranchant, la torsion, voire la flexion transversale. Les âmes des poutres présentent alors une fissure inclinée unique ou quelques fissures inclinées irrégulièrement espacées ; il y a donc une **insuffisance de résistance à l'effort tranchant.**

> Cas des fissures de diffusion dans les hourdis (inférieur, et parfois supérieur) :

Le cas traité correspond à celui où apparaissent des fissures dites **«en arêtes de poisson»** dans le hourdis et qui peuvent remonter dans les âmes, voire descendre dans les âmes (cas des ancrages dans le hourdis supérieur).

ATTENTION, *dans un tel cas, très souvent, les effets* ***d'entraînement*** *en arrière des ancrages combinés aux tractions développées par la flexion générale provoquent, en sus, une* ***insuffisance de résistance à la flexion*** *comme le montre le cas du pont de Bergerac ci-après.*

Cas du pont de Bergerac : *les âmes de certains des voussoirs du tablier, à proximité de câbles arrêtés dans le hourdis inférieur, présentaient une fissure inclinée qui ne semblait pas se prolonger en fissure de flexion dans ce hourdis. Un «recalcul» fut mené qui démontra que ce tablier présentait bien une nette insuffisance de résistance à la flexion en sus de l'insuffisance de résistance à l'effort tranchant-diffusion. Finalement, un essai de chargement progressif du tablier fit apparaître une décompression au droit des joints entre voussoirs qui paraissaient non fissurés.*

> La mise au point d'un projet de réparation d'une structure présentant de tels désordres était difficile, il y a quelques années, pour les raisons suivantes :

- les règles de calcul anciennes (antérieures aux années 70) ne donnaient aucune méthode de calcul des effets de la diffusion des efforts concentrés, même s'il était possible de trouver, dans la littérature technique, des méthodes de calcul des contraintes dans le béton à proximité des ancrages ;
- les règles de calcul plus récentes, comme les règles BPEL, traitaient bien du sujet, mais la méthode de calcul proposée concernait les ouvrages à construire et non les ouvrages existants, avec des «règles de cuisine» permettant de relier des sections d'armatures de diffusion calculées à l'ELS avec des sections d'armatures d'effort tranchant et/ou de torsion calculées à l'ELU ;
- depuis 2006/2008, la mise au point du projet de réparation est un petit peu plus commode. En effet, si le **guide méthodologique du Sétra sur l'Eurocode 2** indique que les règles proposées par cet Eurocode sont incomplètes et insuffisamment détaillées, il renvoie à un autre **guide du Sétra :** diffusion des efforts concentrés, daté de novembre 2006 et corrigé en 2008 et, de plus, il précise comment cumuler les ferraillages dans la partie consacrée au calcul des plaques. Il faut cependant savoir que l'Eurocode 2 ne précise pas, clairement, lorsqu'il y a diffusion, comment opérer les cumuls de ferraillage.

4.1.2.4.2 Évaluation des actions et des sollicitations développées dans et à proximité des sections d'ancrage d'armatures de précontrainte

4.1.2.4.2.1 Les différentes méthodes de calcul

NOTE : *les développements exposés dans ce paragraphe seront familiers aux lecteurs habitués aux dispositions de* ***l'annexe 4 du BPEL.*** *Ils sont basés sur* ***l'Eurocode 2*** *et* ***les deux guides du Sétra*** *suivants :*

- guide relatif à la diffusion des efforts concentrés, paru en novembre 2006 qui comporte un erratum paru en octobre 2008 ;
- guide relatif à l'application de l'Eurocode 2 aux ponts-routes en béton.

La diffusion des efforts concentrés est **tridimensionnelle** ; elle doit faire l'objet d'une **méthode de calcul** adaptée tenant compte à la fois de la **plastification du béton** et de sa **fissuration**, laquelle provoque des redistributions de contraintes, mais aussi des effets apportés par les autres sollicitations (flexion, effort tranchant, torsion…).

Le principe de Saint-venant ne s'applique pas près du point d'application d'une **force concentrée** (cas des ancrages des armatures de précontrainte, mais aussi des réactions d'appui…). **Le principe de Navier-Bernoulli** sur la conservation des sections planes ne s'applique pas non plus à cause de la plastification et de la fissuration du béton dans les zones d'efforts concentrés.

> Diverses approches pour résoudre le problème sont envisageables avec chacune ses limites d'emploi :

A. Méthodes de calcul basées sur l'élasticité :

La diffusion des efforts de précontrainte, lorsque **les puissances des câbles étaient encore modérées,** avait fait l'objet d'une étude bidimensionnelle conforme à la théorie de l'élasticité par **Guyon** dans le cas d'une poutre en forme de parallélépipède rectangle **(b x h)** soumise à un effort normal P_0 au niveau de sa section d'about. La figure ci-après mise en forme est extraite du tome II du béton précontrainte rédigé par André Picard (édition G. Morin).

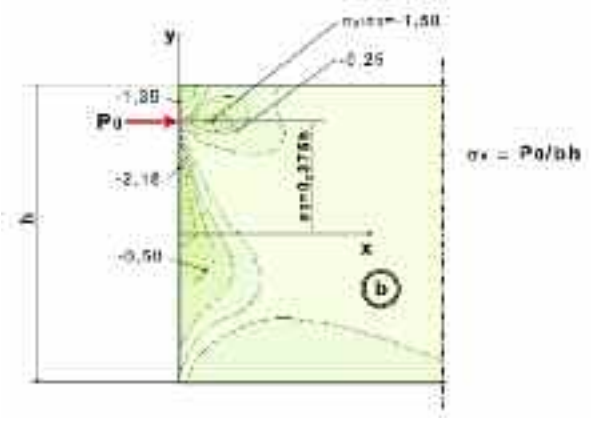

Figure n° 45 : contraintes d'éclatement σy tirée de la théorie de l'élasticité (figure tirée du manuel d'André Picard)

Actuellement, pour des formes de poutres plus complexes, il est possible de faire l'étude à partir **d'une modélisation aux éléments finis,** combinée avec la **règle des coutures généralisée** pour le calcul des armatures. Malheureusement, pour que les armatures de béton armé puissent fonctionner, il faut que le béton se fissure, ce qui rend **la théorie de l'élasticité contestable.**

Il existe actuellement des **modèles** capables de prendre en compte **l'endommagement du béton** par plastification et fissuration, mais ils sont loin d'être opérationnels pour quantifier l'ouverture des fissures et les efforts dans les armatures.

NOTE : *si la modélisation aux éléments finis ne permet pas de traiter le problème dans sa globalité, elle permet cependant de détecter les zones où les contraintes se concentrent et expliquer ainsi pourquoi les fissures apparaissent dans une zone plutôt que dans une autre (se reporter à la figure n° 45 ci-devant). L'application de* ***la règle des coutures*** *permet d'obtenir ensuite un ferraillage. Cette modélisation permet aussi de mettre au point un modèle à base de bielles et de tirants (détaillé ci-après).*

B. La méthode des bielles :

Cette méthode, dont l'origine remonte aux travaux, dans les années 60, de **Lebelle** dans le domaine des fondations, apparaît dans **l'Eurocode 2** sous le vocable **«struts and ties»** c'est-à-dire : bielles et tirants. Elle permet, dans les cas simples, de déterminer les armatures nécessaires pour équilibrer les efforts. Dès que la géométrie de la structure se complique, les schémas possibles se multiplient ce qui rend la méthode peu fidèle pour résoudre le problème. Cette méthode permet **de maîtriser la sécurité mais pas la fissuration.**

Les deux parties de l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1 et EN 1992-2) ne s'étendent malheureusement pas sur le calcul des zones d'ancrage des éléments précontraints par post-tension. Les articles 8.10.3 de ces deux textes remplissent environ une page et ils renvoient à l'article 6.5 qui traite de la méthode **bielles-tirants** sur quelques pages.

C. La méthode analytique :

Cette méthode a été introduite par **Guyon** pour résoudre les sections autres que celles en forme de parallélépipède rectangle suscitée. Cette méthode a été reprise et développée dans les différentes règles de calcul du béton précontraint (**Instruction Provisoire n°2 [IP 2]** et les différentes versions du **BPEL** à partir de 1991).

> L'expérience a montré que les règles de l'annexe n°4 du BPEL ne sont pas toujours d'une application évidente. Par exemple :

- le prisme symétrique a des dimensions trop importantes lorsqu'il n'y a qu'un seul ancrage ;
- les longueurs de régularisation peuvent devenir excessives, ce qui ne permet pas d'estimer le niveau des contraintes qui se développent dans le béton ;

- le calcul ne fait intervenir que les efforts de précontrainte, c'est l'équilibre général de diffusion pure, en oubliant les réactions d'appuis et les autres charges appliquées au tronçon de poutre considéré qui y ajoutent diverses contraintes. Ce point oblige à appliquer **«des règles de cuisine»** pour obtenir la section d'armatures à mettre en place ;
- les armatures de diffusion sont calculées à l'ELS, celles d'effort tranchant ou de torsion sont déterminées à l'ELU. Ensuite, il faut combiner ces deux ferraillages auxquels il faut ajouter, éventuellement, ceux issus de la flexion transversale…

Le guide du Sétra *sur la diffusion des efforts concentrés de 2006/2008 a repris la* ***méthode analytique*** *susvisée en y apportant les améliorations nécessaires. Cette méthode est parfaitement compatible avec les règles de l'Eurocode 2.*

4.1.2.4.2.2 Que se passe-t-il dans les zones d'ancrage des éléments précontraints par post-tension ?

Les explications et les croquis qui suivent explicitent des différentes actions qui se développent à proximité des ancrages des câbles de précontrainte ; elles sont basées sur le **guide du Sétra de 2006/2008.**

A. Prisme local :

Le «prisme local» remplace **le prisme symétrique** des règles **BPEL**. Les dimensions de ce prisme (c x c' x δ) sont fixées pour être proportionnelles à la puissance de l'armature de précontrainte ancrée. **Juste sous l'ancrage dans la section d'about (S_A)**, il existe une très forte compression du béton (environ 50 MPa sous la plaque d'ancrage) qui, progressivement, va passer à une valeur acceptable en compression simple à l'autre extrémité du prisme, soit 0,5 à 0,6f_{ck}. Par effet Poisson, elle provoque une mise en traction du béton dans les deux plans perpendiculaires Δ et Δ'à l'axe de l'ancrage. Dans cette zone, la contrainte de traction dépasse la résistance en traction du béton, ce qui provoque sa fissuration.

Il faut donc mettre en place **un ferraillage minimal bidimensionnel** de section **«A_e»** suffisant pour maîtriser l'ouverture des fissures. Normalement, le ferraillage dit **«d'éclatement»** de la **notice technique** relative au **procédé de précontrainte** et qui a été testé lors des essais est suffisant, mais son façonnage doit être adapté pour pouvoir jouer **le rôle de couture de première zone.**

> Par exemple le ferraillage de l'âme d'un élément doit respecter les dispositions suivantes :

- dans les pièces minces, les armatures horizontales doivent régner sur toute la largeur de l'âme de l'élément ;
- dans les pièces épaisses, le prisme doit être cousu par les armatures horizontales au reste de l'âme de l'élément ;
- dans les pièces de grandes hauteurs, les armatures verticales doivent être disposées sur toute la hauteur de l'âme de l'élément…

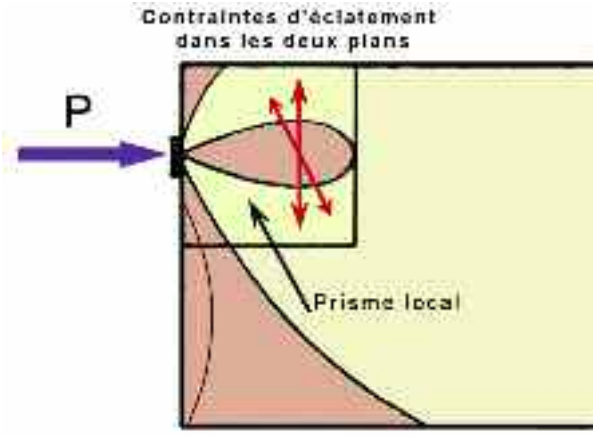

Figure n° 46 : efforts d'éclatement sous l'ancrage

NOTE : *si le béton sous l'ancrage ne présente pas la résistance nécessaire ou s'il y a un vide ou un nid de cailloux, la mise en tension de l'armature de précontrainte peut provoquer la rupture du béton illustrée par la photo n° 11 ci-dessus.*

B. Zone de régularisation - Notion d'équilibre général de diffusion totale :

Passé le prisme local, l'effort concentré continu à se diffuser pour se répartir sur toute la section de la pièce. La longueur de la pièce sur laquelle se produit la diffusion de l'effort concentrée et qui est comprise entre **la section d'about (S_A)** et **la section de régularisation (S_R),** est appelée : **«longueur de régularisation (LR)».** Il est rappelé que, dans cette zone de régularisation, les lois de la «Résistance des Matériaux» (principes de Navier-Bernoulli et Saint-Venant) ne s'appliquent pas.

Il faut considérer **deux longueurs de régularisation** suivant que la diffusion des efforts se fait dans le plan Δ ou dans le plan Δ' (le plan vertical et le plan horizontal pour une poutre à âme verticale). Les formules du guide donnent des **longueurs de régularisation conventionnelles qui doivent être validées par le projeteur.**

Figure n° 47 : visualisation du prisme local (profondeur δ et section c x c')

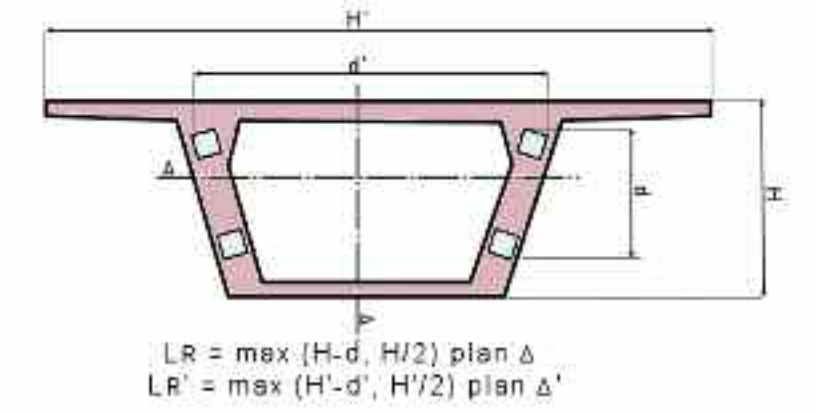

Figure n° 48 : longueur de régularisation conventionnelle dans le cas d'une poutre-caisson

> Entre S_A et S_R, sur le bloc supposé indéformable de longueur (LR) et d'épaisseur (e variable ou constante), divers efforts peuvent s'appliquer :

- ceux développés par la précontrainte (forces concentrées au niveau des ancrages et réparties, dues aux poussées au vide des armatures actives le long de leur tracé) ;
- d'autres, comme les charges permanentes et d'exploitation concentrées ou réparties, la précontrainte transversale sous forme d'étriers actifs, les réactions d'appui…

C'est la raison pour laquelle **«l'équilibre général de diffusion pure»** du BPEL est devenu : **«l'équilibre général de diffusion totale».**

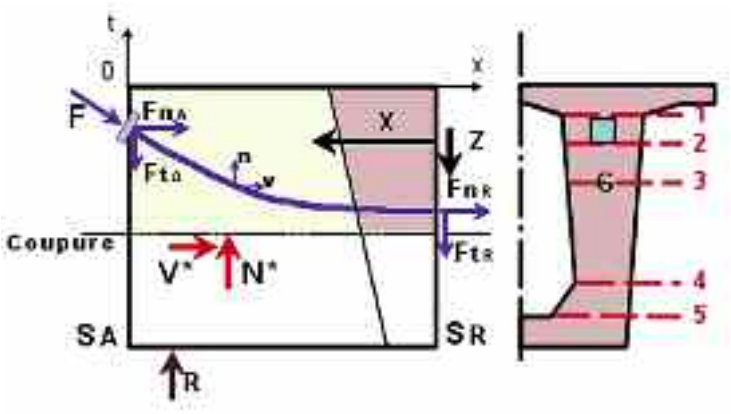

Figure n° 49 : principe de calcul de l'équilibre général de diffusion totale avec prise en compte de la réaction d'appui

Le bloc est en équilibre sous l'action des différentes forces susvisées et des réactions normales et tangentes appliquées sur la **section S_R** par la partie du reste de la pièce située à droite de **S_R** (dans le cas de la figure ci-dessous).

Ensuite, **le calcul** consiste à couper le bloc en deux parties par un **plan de coupure horizontal** et à rechercher la valeur de **l'effort de cisaillement V*** et celle de **l'effort normal N*** qui assurent l'équilibre du bloc supérieur. Il faut rechercher la position du plan de coupure horizontal qui donne les valeurs maximales pour **V*** et **N***. La figure ci-dessus montre les différentes coupures envisageables (1, 2, 3...) compte tenu de la forme de l'âme, ici d'épaisseur variable.

Il suffit ensuite que vérifier que les **contraintes** développées par les efforts **V*** et **N*** sont acceptables pour **le béton** vis-à-vis de **l'ELS** et de déterminer **le ferraillage «A_c»** capable de les équilibrer vis-à-vis de **l'ELU. Attention** à limiter la contrainte dans les armatures f_{yd} à une valeur inférieure à f_{yk}/γ_s (f_{yk} étant la limite d'élasticité des armatures de BA et γ_s le coefficient de sécurité, soit 1,15) s'il est nécessaire de maîtriser l'importance de la fissuration compte tenu de la classe d'environnement.

REMARQUE TRES IMPORTANTE :

Les **deux guides du Sétra** et **l'Eurocode 2** traitent essentiellement de la reprise des **efforts de diffusion** par des **armatures de béton armé ;** or, il est aussi possible de les équilibrer par des **armatures de précontrainte.** Cette solution est souvent retenue dans les projets de réparation. Voici deux exemples où cette solution a aussi été adoptée avec succès sur des ouvrages en cours de construction :

■ **premier cas :**

Lors des mises en tension de câbles de fléau ancrés dans les âmes d'une poutre-caisson où systématiquement des fissures traversantes de diffusion se développaient dans les deux âmes : l'ajout d'armatures passives n'ayant permis, tout au plus, que de réduire légèrement les ouvertures des fissures, il fut décidé de mettre en œuvre des étriers actifs à proximité des ancrages, ce qui a permis de résoudre élégamment le problème (se reporter à la photo ci-après).

Photo n° 16 : utilisation d'étriers actifs pour équilibrer les efforts de diffusion *(crédit photo D. Poineau)*

■ **deuxième cas :**

Aux about des poutres-caissons, à cause du blocage des déformations causées par la présence des coffrages, auquel s'ajoutent les efforts et déformations développés lors des mises en tension de câbles ancrés à l'about, les effets du retrait…, des fissures bien ouvertes apparaissent au milieu de l'entretoise d'about qui joue aussi le rôle de massif d'ancrage. La mise en œuvre de monotorons bouclés autour de l'entretoise permet d'éviter l'apparition de ces fissures ouvertes et donc préjudiciables à la durabilité (se reporter à la figure ci-après).

Figure n° 50 : schéma de principe de renforcement d'une entretoise d'about pour éviter sa fissuration

> Le guide du Sétra explicite également comment disposer les armatures calculées Ae et Ac (prisme et zone de diffusion) et traite, avec des exemples numériques, les divers cas qui peuvent se présenter :

- dalles, poutres multiples en té, poutres-caissons… ;
- lorsque les efforts concentrés s'appliquent sur une section d'about avec ou sans réactions d'appui ;
- lorsque les efforts concentrés s'appliquent sur une section (1) :
  - qui est provisoirement une section d'about (cas des ancrages des câbles de fléau),
  - qui n'est jamais une section d'about (cas des ancrages des câbles de continuité) ;
- bossages d'ancrage…

(1) dans ces deux cas, il faut mettre en plus, en arrière de S_A *des armatures «verticales»* ***de type éclatement*** *et des armatures «horizontales»* ***de type entraînement.***

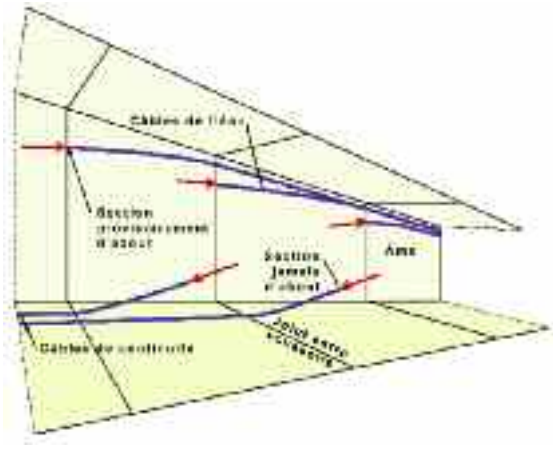

Figure n° 51 : notion de sections provisoirement d'about et de sections jamais d'about

Le guide du Sétra indique enfin que l'on doit comparer les sections d'armatures nécessaires pour équilibrer les **efforts concentrés** avec les sections d'armatures nécessaires pour équilibrer les **efforts tranchants, la torsion et la flexion transversale…** Sous réserve que ces deux catégories d'armatures aient le même façonnage et la même localisation, il est possible de ne retenir que celle qui a la **section la plus importante.**

> ATTENTION, il faut cependant rester prudent et s'assurer que :

- dans des câblages complexes, les efforts de diffusion de câbles de tracés différents ne se superposent pas ;
- même si les pertes différées de précontrainte réduisent les effets des efforts concentrés, ceux-ci ne risquent pas de superposer à d'autres efforts importants, par exemple pendant une phase de construction, voire après la mise en services de l'ouvrage ;

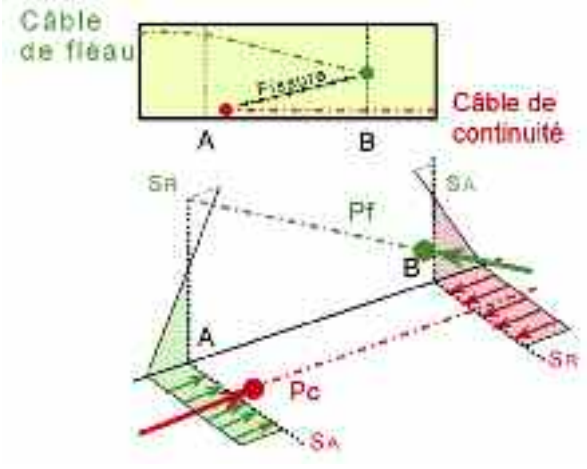

Figure n° 52 : exemple de superposition des efforts de diffusion de câbles de fléau et de continuité

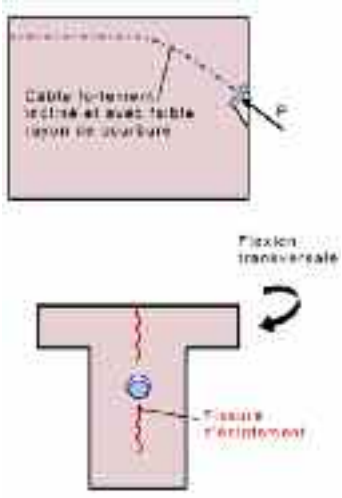

Figure n° 53 : superposition des efforts de diffusion, poussée au vide et flexion transversale

- le projeteur, pour déterminer les combinaisons de sollicitations les plus défavorables, passe en revue les sollicitations développées par l'ensemble des actions appliquées à la partie de structure étudiée sur les divers plans de coupure, à savoir (se reporter à la figure n° 49 et à la figure n° 54) :
  - l'effort tranchant maximal auquel se superposent un effort de torsion, un effort de diffusion, voire un effort de flexion transversale ;
  - l'effort de torsion maximal auquel se superposent un effort tranchant, un effort de diffusion, voire un effort de flexion transversale ;
  - l'effort de flexion transversale maximal auquel se superposent un effort tranchant, un effort de torsion et un effort de diffusion ;
  - l'effort de diffusion maximal auquel se superposent un effort tranchant, un effort de torsion, voire un effort de flexion transversale.

> Cette complexité de fonctionnement fait que la diffusion des efforts concentrés n'est pas toujours correctement étudiée par les projeteurs ; de plus, les dispositions constructives des plans d'exécution ne sont pas toujours correctement respectées sur le chantier, d'où les erreurs suivantes :

- **Erreurs de conception :**
  - ancrages placés trop près du bord des pièces,
  - tracés des armatures de précontrainte avec des inclinaisons importantes et des rayons de courbure très faibles,
  - non-prise en compte de la superposition des efforts de diffusion dus à des armatures de précontrainte de types différents,

- ferraillages en quantités excessives au droit des ancrages et armatures de béton armé de trop fort diamètre,
- modélisation trop simplifiée pour des structures inhabituelles…

■ **Erreurs de réalisation dus à une mauvaise conception (dimensions des pièces trop tirées) :**

- plans de ferraillage non respectés à cause d'un entassement excessif d'armatures,
- armatures sectionnées pour pouvoir placer d'autres armatures,
- non-respect des distances entre les ancrages et le bord des pièces,
- béton peu compact à cause des entassements d'armatures…

■ **Erreurs de réalisation :**

- non-respect des plans de ferraillage et de câblage,
- absence de réalisation d'un béton témoin pour valider le choix de la formule de béton,
- non-respect de l'ordre prévu pour les mises en tension…

> La suite du texte complète et détaille la façon de cumuler les sollicitations et surtout les ferraillages. Deux approches sont exposées :

■ l'utilisation de règles forfaitaires pour les cas classiques ;

■ utilisation d'une méthode générale lorsqu'il y a diverses combinaisons de sollicitations concomitantes.

4.1.2.4.3 Règles forfaitaires de cumul de ferraillages

4.1.2.4.3.1 Cumul des ferraillages d'effort tranchant, de torsion et de diffusion

■ Première approche : appliquer les pratiques antérieures (les règles BPEL) c'est-à-dire :

Calculer et cumuler, d'une part, les armatures d'effort tranchant et de torsion et calculer, d'autre part, les armatures de diffusion avec les règles du **guide du Sétra 2006/2008** sans tenir compte de l'effort tranchant et de la torsion et avec une inclinaison des bielles supposée égale à 45°et prendre :

$$A_{sb} = \max\left\{ A_{diffusion} ; \min\left[1{,}5A_{effort\ tranchant+torsion} ; A_{diffusion} + A_{effort\ tranchant+torsion} \right] \right\}$$

Dans la formule $\mathbf{A_{cis}}$ représente la section des armatures retenue pour équilibrer les cisaillements de diverses origines mais pas celle pour reprendre des efforts de flexion (incidence de la flexion transversale).

NOTE : *ces deux types d'armatures ne sont pas toujours déterminés avec des inclinaisons de bielles comprimées identiques.*

■ Deuxième approche :

Appliquer les pratiques du **guide du Sétra 2006/2008** en intégrant les effets de la diffusion à ceux de l'effort tranchant et de la torsion (sous le cas de charges appliqué lors de la mise en tension des armatures de précontrainte, voire sous d'autres cas de charges). Le guide recommande de retenir la section maximale des armatures suivantes :

$$A_{cis} = \max\left\{A_{\text{diffusion+effort tranchant+torsion}} ; A_{\text{effort tranchant+torsion}}\right\}$$

NOTE : *comme dans l'approche précédente, ces deux types d'armatures ne sont pas toujours déterminés avec des inclinaisons de bielles comprimées identiques.*

4.1.2.4.3.2 Cumul des ferraillages de flexion et cisaillement dans le plan d'une plaque

> Ce cumul peut concerner les cas suivants :

■ ferraillage de couture d'un hourdis sur l'âme ;

■ ferraillage de l'âme d'une poutre soumise à une combinaison de sollicitations (effort tranchant, torsion, diffusion et flexion transversale).

La règle de cumul générale de **l'Eurocode2** (§6.2.4 de l'EC2-1-1) indique qu'il faut prendre :

$$A = \max\left\{A_{cv} ; 0,5A_{cv} + A_{cis}\right\}$$

Bien entendu, s'il y deux moments de flexion de signes contraires, il faut que la répartition satisfasse à la règle suivante, mais l'Eurocode 2 ne précise pas quelle quantité disposer sur les deux faces. **Le guide du Sétra 2008** donne des solutions pour cette répartition :

$$A_{sup} + A_{inf} \geq \max\left\{A_{cv} ; 0,5A_{cv} + A_{flexion\ sup} ; 0,5A_{cv} + A_{flexion\ inf}\right\}$$

4.1.2.4.4 Méthode générale de vérification d'une plaque à l'ELU (méthode dite du sandwich)

Se reporter **aux annexes F de l'EC 2-1-1 et LL de l'EC 2-partie 2 et au guide du Sétra EC 2 (2008).**

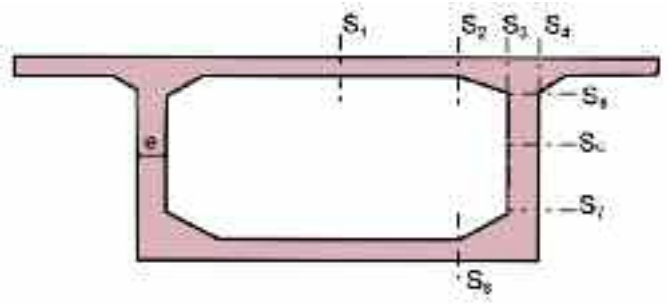

Figure n° 54 : repérage des plans de coupure dans le cas d'une poutre-caisson

Sur les différents plans de coupure (se reporter à la figure ci-devant), s'exercent des cisaillements dans le plan des différentes plaques (hourdis, âme) ou transversalement à celles-ci ainsi que des flexions.

> La vérification consiste à considérer la plaque comme découpée dans son plan en trois feuillets :

- les deux feuillets extérieurs sont chargés d'équilibrer les efforts de flexion et les cisaillements appliqués au plan de la plaque (les feuillets sont supposés travailler en membrane sous formes d'efforts dans leurs plans) ;
- le feuillet intermédiaire équilibre les cisaillements transversaux.

Pour le détail des calculs, il faut se reporter aux documents susvisés. Il est à noter cependant que la prise en compte des cisaillements de diffusion n'est pas traitée dans ces textes.

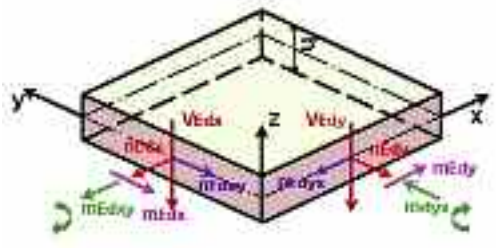

Figure n° 55 : sollicitations pouvant agir sur un élément de dalle

4.1.2.4.5 Dimensionnement de la réparation et/ou du renforcement

L'application des règles forfaitaires ou de la méthode générale permet de détecter les insuffisances de résistance des différentes sections découpées par les plans de coupure. Ces insuffisances peuvent concerner les armatures passives dont la section s'avère insuffisante ou le béton s'il est trop sollicité.

> Les dispositifs de réparation et/ou de renforcement sont dimensionnés pour qu'ils équilibrent :

- solution 1 : la totalité des efforts moins ce que peuvent encore équilibrer les armatures existantes ;
- solution 2 : la totalité des efforts.

Ce choix est à faire en fonction de l'importance des désordres et de l'état des armatures existantes. Si les désordres sont très importants, il y a lieu de choisir **la solution 2.** En outre, il faut s'assurer que les sollicitations développées par les dispositifs de réparation n'exercent pas des efforts excessifs sur la structure.

> Les dispositifs de réparations et/ou renforcement peuvent être :

- une précontrainte additionnelle, sous forme de barres ou de câbles, intérieure ou extérieure au béton ;
- des armatures de béton armées scellées dans le béton de la structure ;
- des matériaux composites collés à la surface du béton ;
- un épaississement de la section de béton, si nécessaire…

4.1.3 CAS D'UN ÉLÉMENT DONT LE FONCTIONNEMENT RELÈVE DU BÉTON ARMÉ

4.1.3.1 Généralités

Il y a lieu de rappeler qu'une structure comme le tablier d'un pont n'est précontrainte que dans le sens longitudinal ; dans le sens transversal, elle fonctionne le plus souvent en béton armé.

> Parmi les pathologies rencontrées des parties en béton armé d'une structure précontrainte de type tablier en précontraint, il y a lieu de citer :

- les ruptures du béton sous les ancrages des armatures de précontrainte au moment de leur mise en tension par écrasement ou éclatement ;
- les fissures dites de diffusion qui se développent dans les parties de hourdis en encorbellements aux abouts des tabliers sous un angle voisin d'arc tg 2/3 ;
- les fissures de diffusion qui se développent en avant de l'ancrage d'une armature de précontrainte arrêtée dans une section intermédiaire d'une travée, sous réserve que les contraintes qui se développent ne se combinent pas avec les cisaillements d'effort tranchant et/ou les tractions dues à la flexion pour créer une insuffisance de résistance à l'effort tranchant et/ou à la flexion. Ces insuffisances relèvent du paragraphe 4.1.2 au-dessus.
- les éclatements de béton locaux provoqués par une poussée au vide locale ;
- la fissuration, la déformation voire la rupture du hourdis d'une poutre-caisson sous une poussée au vide générale ;

ATTENTION : *si le désordre de la partie qui fonctionne en béton armé est important, il modifie les caractéristiques des sections, en particulier leur inertie, il a donc aussi une incidence sur le fonctionnement des parties précontraintes !*

4.1.3.2 Techniques de réparation ou de renforcement passives ou actives

> Parmi les techniques de réparation ou de renforcement, il est possible d'avoir recours :

- soit à une réparation ou un renforcement actif par l'ajout de forces sous forme d'une précontrainte additionnelle intérieure (dans des rainures ou des forages) ou extérieure au béton, combinée à la régénération du béton par injection des fissures injectables (ouverture ≥ 0,1 à 0,2 mm) afin de d'en rétablir la continuité (se reporter au **guide FABEM 3**) ;
- soit à une réparation ou un renforcement passif par l'ajout de matière sous forme d'armatures de béton armé (ces armatures sont, soit scellées dans des forages, soit placées dans des rainures, soit enrobées par un béton projeté ou coulé en place), de matériaux composites sous forme de joncs, de plaques ou tissus (se reporter au **guide FABEM 7**) ;
- soit simplement à un traitement des fissures de façon à assurer la protection des armatures passives contre la pénétration de l'humidité et des agents agressifs si il n'y a pas d'insuffisance de capacité portante (se reporter au **guide FABEM 2**, au **guide FABEM 3** et au **guide FABEM 4**).

En outre, dans certains cas, si les matériaux sont localement désorganisés par un choc, la poussée au vide d'un câble ou un effort concentré (écrasement du béton sous l'ancrage d'un câble de précontrainte), la structure doit être mise sur un étaiement provisoire, mais en en prenant toutes les précautions qui s'imposent. Ensuite, il faut détendre les armatures de précontrainte endommagées, purger le béton désorganisé, remplacer les armatures passives déformées et plastifiées, les gaines écrasées, voire les armatures de précontrainte abîmées (voir le chapitre ci-après consacré à la déconstruction des structures précontraintes), puis recouler du béton ou projeter du béton pour reconstituer la section (se reporter au **guide FABEM 1** et au **guide FABEM 7**). Dans un tel cas, il est souhaitable de mettre en place des injecteurs le long des reprises de bétonnage pour renforcer par une injection le collage des surfaces de reprise. De plus, il faut prévoir normalement un revêtement de protection couvrant au minimum toute la zone réparée et débordant sur les parties non réparées.

> Ce revêtement à trois fonctions :

- il obture la fissure de retrait différentiel qui apparaîtra au droit de la reprise de bétonnage,
- il empêche la pénétration des agents agressifs,
- il limite le développement d'une corrosion des armatures à l'interface entre les deux bétons aux pH différents.

4.1.3.3 Hypothèses de calcul pour le dimensionnement de la réparation ou du renforcement d'un élément dont le fonctionnement relève du béton armé

> Les hypothèses de calcul sont à adapter au type de renforcement retenu qui peut être actif ou passif :

- dans le cas d'une réparation par précontrainte additionnelle, la section renforcée relève le plus souvent du calcul d'une section en béton armé soumise à **la flexion composée.** Parfois, elle relève du calcul d'une section précontrainte ;

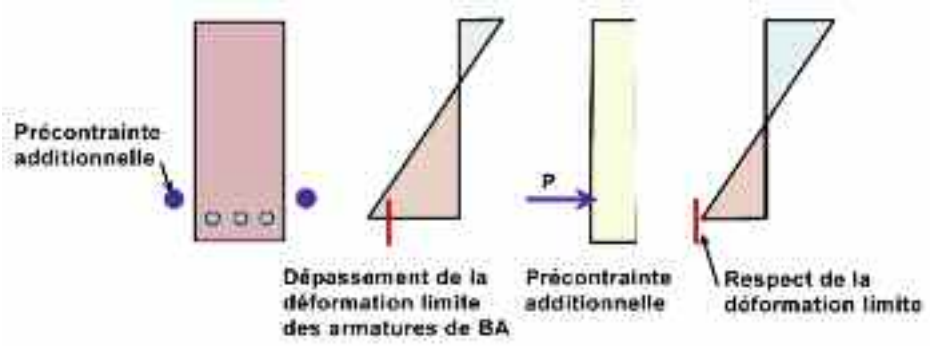

Figure n° 56 : hypothèses de calcul pour dimensionner la réparation ou le renforcement d'une section de béton armé par précontrainte additionnelle

NOTE : *les matériaux composites (pultrudés) utilisés pour réaliser une* ***précontrainte additionnelle*** *ne* ***relèvent pas des méthodes traditionnelles de réparation et/ou de renforcement.*** *De tels systèmes de précontrainte font l'objet de brevets industriels. Leur mise en œuvre sur un ouvrage est soumise à l'autorisation du* ***maître d'ouvrage.***

Le photomontage ci-après montre un système utilisant une armature en matériaux composites pultrudés sous forme de bandes. Ce système comporte un ancrage passif (photo 1), et deux sortes d'ancrages actifs (photos 2 et 3) dont l'un est prévu lorsque le support n'est pas plan (ici le dessous d'un hourdis d'épaisseur variable).

Le vérin de mise en tension prend appui sur un bloc métallique encastré dans le béton de la structure par l'intermédiaire de deux tiges filetées, il déplace une traverse métallique sur laquelle s'appuie la tête d'ancrage. Cette dernière, par son déplacement, met en tension l'armature.

Figure n° 57 : système de précontrainte à base de matériaux composites *(crédit photo Sika-France)*

- dans le cas d'une réparation par armatures de béton armé, la section renforcée relève des règles de calcul du béton armé ;
- dans le cas d'une réparation par des matériaux composites collés, la section renforcée relève des règles de calcul des **recommandations provisoires de juin 2007 de l'AFGC**[11]. Les limites de ces recommandations sont indiquées entre les pages 107 et 111 dans articles suivants : «la synthèse de la contribution», «le bilan et les perspectives» et «les axes de recherche» qu'il faut impérativement lire. **ATTENTION,** il y a des problèmes de notations et la démarche est complexe. Le **guide FABEM 7** explicite la méthodologie du calcul des sections.

[11] *Les nouvelles recommandations de 2011 visent les structures dimensionnées avec les règles de l'EC 2 alors que les recommandations de 2007 concernent les structures dimensionnées avec les règles du BAEL et du BPEL.*

4.2 Traitement des insuffisances structurales liées à la corrosion des armatures de précontrainte

4.2.1 GÉNÉRALITÉS

Des pathologies peuvent affecter les matériaux constitutifs d'une structure précontrainte. Elles peuvent concerner le béton, les armatures de béton armé et les armatures de précontrainte de pré-tension ou de post-tension. Elles vont progressivement désorganiser les éléments en béton armé et en béton précontraint constituant la structure et poser à terme des problèmes de force portante pour celle-ci. Bien entendu, la structure peut aussi présenter, en sus, les insuffisances structurales décrites ci-devant.

Dans la suite du présent paragraphe ne sont traitées que les réparations liées à la corrosion des armatures de précontrainte. Le lecteur peut retrouver dans le guide FABEM1 les désordres qui peuvent affecter le béton et les armatures de béton armé ainsi que les solutions classiques de réparation de ces désordres.

4.2.2 LES DIVERSES FORMES DE LA CORROSION DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

4.2.2.1 Cas de la précontrainte par pré-tension

La corrosion des armatures de précontrainte par pré-tension se développe s'il y a un défaut de protection des armatures en présence d'humidité et d'oxygène lorsque **le pH du béton** qui assure **«la passivation»** des armatures chute en dessous de 9. Cette chute est due à la carbonatation du béton et la pénétration des chlorures. **C'est le même phénomène qui provoque la corrosion des armatures de béton armé.**

La période d'incubation, c'est-à-dire le temps que mettent les agents agressifs pour arriver par les porosités du béton aux armatures et provoquer un début de corrosion, étant variable, plusieurs cas se présentent :

- premier cas, en l'absence de toute fissure, la période d'incubation est la plus longue ;
- deuxième cas, en présence de fissures non-actives de faible ouverture, il se produit rapidement un début de corrosion due aux agents agressifs qui pénètrent dans la fissure. Très vite, les produits de corrosion bloquent la réaction. Ensuite, les agents agressifs continuent à pénétrer dans le béton par ses porosités pour arriver aux armatures et provoquer leur corrosion comme dans le cas précédent. Par rapport au premier cas, la durée d'incubation est légèrement réduite ;
- troisième cas, en présence de fissures non actives mais soumise à une circulation d'eau, celle-ci entraîne les produits de corrosion, ce qui a pour conséquence d'alimenter la réaction de corrosion. La période d'incubation est beaucoup plus courte ;
- quatrième cas, la présence de fissures actives accélère le développement de la corrosion. Dans un tel cas, il y a en plus une insuffisance structurelle !

REMARQUE : *les quatre cas décrits ont fait l'objet de constatations sur des armatures de béton armé au cours de diverses d'études. Ces constatations peuvent être étendues aux armatures de précontrainte par pré-tension : la corrosion est probable si la pièce pré-contrainte est âgée et présente des fissures longitudinales parallèles aux armatures. Au contraire, si les fissures sont transversales, c'est la force portante de la structure qui se trouve affectée (se reporter au paragraphe précédent).*

La corrosion qui se développe sur les armatures est tout d'abord locale, sous forme de piqûres, puis elle devient généralisée (corrosion dite de dissolution). La rouille, qui est expansive, provoque, d'une part, la fissuration puis l'éclatement du béton et, d'autre part, la réduction de la section résistante des armatures. Les armatures de précontrainte par pré-tension peuvent être également affectées par une forme particulière et grave de corrosion : **la corrosion fissurante sous tension.**

4.2.2.2 Cas de la précontrainte par post-tension

La corrosion qui se développe dans les armatures de précontrainte par post-tension peut être une **corrosion de dissolution,** comme pour les armatures de béton armé et de précontrainte par pré-tension, ou une corrosion fissurante sous tension.

> Plusieurs causes peuvent être à l'origine de ces corrosions :

- divers défauts (une chape d'étanchéité défectueuse, un mauvais cachetage, des défauts de bétonnage importants avec nids de cailloux et/ou vides) permettent à l'humidité et aux chlorures de venir en contact avec les conduits, qui se corrodent, puis avec les armatures de précontraintes, qui se corrodent à leur tour. En effet, les armatures ne sont pas toujours correctement protégées par le coulis d'injection à cause des contacts entre la gaine et l'armature ou le mauvais remplissage de la gaine ;

- un contact, en présence d'eau, entre une armature de précontrainte et sa gaine plombée peut amorcer une corrosion de type bimétallique entraînant la corrosion de l'armature (le potentiel normal de l'acier est inférieur à celui du plomb). Il faut bien entendu que de l'eau, qui peut être, en plus, chargée en chlorures, puisse pénétrer dans le conduit de précontrainte (étanchéité déficiente, câbles relevés avec ancrage au niveau de l'extrados, mauvais remplissage des conduits…). Ce type de gaine a été utilisé pendant de nombreuses années pour réduire les coefficients de frottement lors de la mise en tension ;

- une mauvaise injection combinée à une décantation du coulis d'injection laisse alors une eau fossile en contact permanent avec l'armature de précontrainte. Bien que le pH de cette eau soit élevé, les phénomènes d'évaporation condensation de cette eau fossile (effet Evans) amorcent une corrosion inéluctable. Cette corrosion est plus rapide pour la précontrainte extérieure qui ne bénéficie pas, comme la précontrainte intérieure au béton, de l'inertie thermique du béton du tablier. Les aciers de précontrainte sous tension en contact permanent avec de l'eau développent la forme particulière de corrosion, dite **corrosion fissurante sous tension,** pouvant provoquant la rupture brutale et difficilement prévisible des fils, des torons et des câbles, même si ces aciers sont normalement classés non sensibles à ce phénomène.

NOTE : *un* ***appareil capacitif*** *à été mis au point par le laboratoire d'Autun du réseau des laboratoires des CÉTÉ. Cet appareil permet de détecter la présence d'humidité dans la gaine d'une armature de précontrainte extérieure au béton sans avoir à l'ouvrir.*

Des recherches sont en cours pour savoir si des ***caméras infrarouges,*** *au rendement élevé, pourraient être utilisables pour détecter la présence d'humidité.*

Photo n° 17 : fenêtre sur une gaine en PEHD montrant un coulis blanchâtre n'ayant pas fait prise complètement *(crédit photo DDE de la Réunion)*

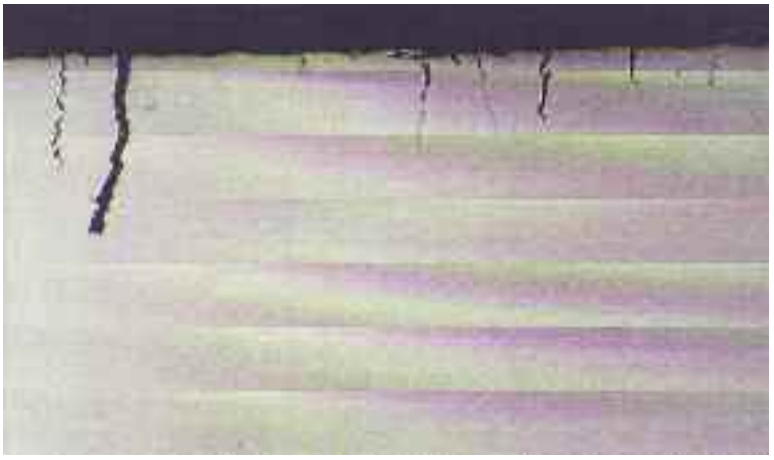

Photo n° 18 : fissures de corrosion sous tension sur le fil d'un toron *(photo LRPC de l'Est Parisien)*

4.2.3 TECHNIQUES DE RÉPARATION ENVISAGEABLES EN CAS DE CORROSION DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

Les travaux de démontage d'armatures de précontrainte et de la réinjection de conduits sont traités dans la suite du présent guide (se reporter aux chapitres 11 et 12 ci-dessous).

4.2.3.1 Cas des armatures de pré-tension

Les armatures de précontraintes se comportant vis-à-vis de la corrosion comme les armatures de béton armé, la majeure partie des techniques utilisables en cas de corrosion des armatures passives et développées ci-après sont applicables. Bien entendu, il n'est pas possible de remplacer les armatures trop fortement corrodées sur de grandes longueurs. Dans un tel cas, seul le recours à **une précontrainte additionnelle extérieure au béton** est envisageable.

> Les principes à appliquer pour la mise au point de la réparation sont les suivants :

- le béton souillé par des produits agressifs responsables de la corrosion doit être éliminé faute, dans l'état actuel des connaissances, de pouvoir extraire les agents agressifs par les traitements électrochimiques existants, qui sont utilisables uniquement sur des structures en béton armé, car ils pourraient provoquer une corrosion accélérée des armatures de précontrainte ;
- les armatures sont à dérouiller puis à enduire d'un produit de passivation, si le produit de ragréage est un mortier à base de résines organiques ou si la mise en œuvre d'un ragréage avec un mortier de ciment hydraulique modifié par des polymères ne peut avoir lieu immédiatement après la préparation de la surface des armatures. Bien entendu, **il ne faut pas dégager les armatures sur toute leur longueur** et veiller scrupuleusement à ne pas les endommager, ce qui exclut l'utilisation de procédés agressifs, comme le marteau-piqueur : **il s'agit d'une opération très délicate ! ;**
- des armatures passives supplémentaires doivent être mises en place si la section des armatures de béton armé existante a aussi été réduite par la corrosion ;
- le béton d'enrobage doit être reconstitué, soit par ragréage à l'aide de mortiers conformes aux normes en vigueur sur les produits de réparation, soit par un béton projeté soit par un béton coulé en place ;

- enfin, des dispositions doivent être prises pour limiter au maximum les risques d'une nouvelle corrosion en protégeant les parements par des produits de protection, en améliorant les dispositifs de drainage, en mettant en œuvre une nouvelle chape d'étanchéité, etc.

Le guide FABEM 1 détaille les techniques de réparation des structures touchées par la corrosion de leurs armatures passives. Ces techniques peuvent être reprises en bonne partie pour traiter les cas de corrosion des armatures actives de pré-tension.

4.2.3.2 Cas des armatures de post-tension intérieures au béton

- si les armatures corrodées ne présentent pas de sensibilité vis-à-vis de la corrosion fissurante sous tension et si une réinjection sous vide des conduits de précontrainte est possible (vides bien identifiés, perçages possibles, etc.), la réinjection avec un coulis à base de ciment permet de passiver les armatures et de stabiliser la corrosion. La réinjection des conduits de précontrainte doit, si nécessaire, être complétée par :
  - la réfection des cachetages et leur protection par un revêtement d'étanchéité,
  - l'amélioration des dispositifs de drainage,
  - la réfection de la chape d'étanchéité.

La réinjection est traité dans la suite du présent document (se reporter au chapitre 13 au-dessous).

La passivation des armatures de précontrainte peut être obtenue par l'injection dans les gaines **d'un produit inhibiteur de corrosion** (à base de nitriles). Un tel procédé a été mis au point en Belgique. Ce type de traitement, non conventionnel, nécessite l'accord du **maître d'ouvrage.** Il doit être considéré comme relevant encore **du domaine expérimental.** Il appartient au **marché** de fixer les exigences à respecter.

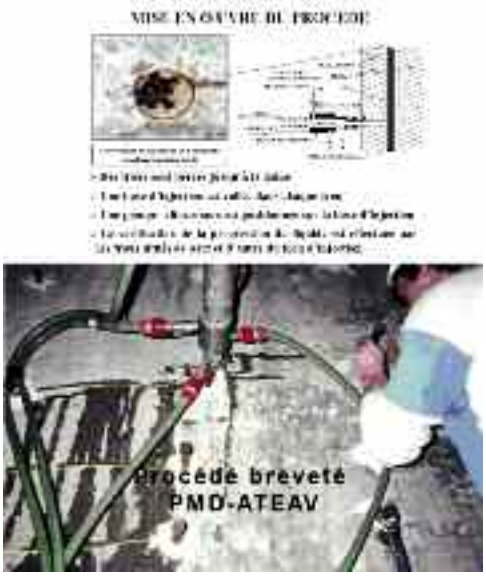

Photo n° 19 : procédé de stabilisation de la corrosion de câbles de précontrainte par inhibiteurs nitriles
(crédit photo PMD-ATEAV Systems)

NOTE : *des informations sur la technique et ses applications sont disponibles dans* ***un article de P. M. Dubois et D. Michaux*** *paru dans le* ***numéro 59 de revue «Ouvrages d'Art» de novembre 2008.*** *L'article précise que le produit est efficace contre la corrosion mais n'indique pas les limites d'emploi du procédé et le type de corrosion qui peut être traité. Le produit peut traiter la corrosion par dissolution en l'absence de chlorures, de fretting-corrosion mais il est peu probable qu'il puisse traiter la corrosion fissurante sous tension.*

Un article complet sur les inhibiteurs de corrosion figure dans le paragraphe 3.2.6.3.3.4 du ***guide FABEM 1.***

Dans le cas où la force de précontrainte est insuffisante (par exemple, à cause de la sous-estimation des coefficients de frottement, de pertes différées excessives…) ou si quelques armatures de précontraintes sont rompues, il peut être envisagé de mettre en œuvre **une précontrainte additionnelle.**

ATTENTION, *une armature de précontrainte intérieure rompue se* ***réancre****, sauf s'il y une absence de coulis dans les gaines :* ***la force de précontrainte existante est donc conservée*** *de part et d'autre de la section de rupture. En conséquence, il faut s'assurer que les contraintes totales exercées par la précontrainte additionnelle et la précontrainte existante dans les sections situées hors de la zone de rupture restent dans les limites autorisées.*

- si les armatures corrodées sont susceptibles vis-à-vis de la corrosion fissurante sous tension, dans l'état actuel des connaissances, il n'est guère envisageable de procéder à une réparation définitive, sauf dans le cas où il serait possible de mettre en place une précontrainte additionnelle extérieure capable :
    - soit de se substituer totalement à la précontrainte existante sans que les contraintes développées par cette nouvelle précontrainte et la précontrainte existante supposée intacte dépassent les valeurs limites. Si l'expertise le permet, il est possible d'admettre une réduction de la précontrainte existante à cause des ruptures relevées. Une telle réparation est facilitée si certains câbles intérieurs au béton peuvent être détendus,
    - soit de se substituer partiellement à la précontrainte existante de façon à empêcher la rupture de l'ouvrage (sous le poids propre et le trafic fréquent par exemple). Ce renforcement doit être obligatoirement combiné avec la mise en œuvre d'un dispositif de haute surveillance permettant de détecter l'évolution des ruptures de la précontrainte corrodée…

Il est possible, dans certains cas, **de détendre des câbles très mal injectés** au moyen de carottages judicieusement répartis pour pouvoir les couper. Par exemple, un essai de détension d'un seul câble, couronné de succès, a eu lieu lors du démontage de plusieurs travées d'un VIPP de l'autoroute A 7 sur la Drôme près de Loriol. **ATTENTION,** il s'agissait de câbles légèrement graissés sous tubes métalliques et dont l'injection par un coulis de ciment était très mauvaise.

4.2.3.3 Cas des armatures de post-tension extérieures au béton

4.2.3.3.1 Cas des câbles adhérents protégés par un coulis de ciment

Dans les années 90 et au début des années 2000 plusieurs câbles de précontrainte extérieurs au béton et **protégés par un coulis de ciment** se sont rompus par corrosion. Les investigations entreprises ont montré que d'autres câbles étaient également touchés par la corrosion. Il faut savoir qu'il est possible de procéder au remplacement de tels câbles, sous réserve, d'une part, de conserver à l'ouvrage un minimum de force portante (par exemple, par la mise en place de câbles provisoires extérieurs au béton) et, d'autre part, de maîtriser leur détension afin d'éviter des dommages collatéraux à l'ouvrage et/ou aux réseaux. En effet, le coulis de ciment permet le réancrage des torons qui se rompent, ce qui conserve, aux pertes différées près, l'énergie accumulée lors de leur mise en tension.

4.2.3.3.2 Cas des câbles non-adhérents

Lorsque des câbles de précontrainte extérieurs au béton **ne sont pas adhérents** (absence d'injection ou injection par un produit souple) **et sont libres sur leur tracé, leur détension est relativement facile** car les torons peuvent être coupés les uns après les autres, ce qui limite l'énergie libérée. Il y a cependant lieu de prendre des précautions en ligaturant l'ensemble des torons pour limiter les risques que peut provoquer le fouettement du toron coupé. **ATTENTION,** dans certains cas, le frottement dans les parties où les torons ne sont pas libres (par exemple, dans un tube déviateur), peut assurer un certain réancrage ce qui rend alors leur démontage délicat.

De plus, au niveau de l'ancrage, si les torons coupés restant bloqués par les clavettes sont sous tension, il faut prendre des précautions pour procéder au déblocage et empêcher les morceaux de torons de gicler à l'arrière de l'ancrage.

Le démontage de câbles de précontrainte est traité dans la suite du présent document (se reporter à au chapitre 12 ci-dessous).

5

Techniques disponibles pour concevoir des réparations ou des renforcements par précontrainte additionnelle

5.1 Contraintes à prendre en compte lors de la conception d'une réparation ou d'un renforcement par précontrainte additionnelle

5.2 Conception des réparations et renforcements de poutres en flexion par précontrainte additionnelle

5.3 Conception des réparations et renforcements des hourdis par précontrainte additionnelle

5.4 Conception des réparations et renforcements dans le cas des insuffisances de résistance à l'effort tranchant, à la torsion, voire à la flexion transversale

5.5 Conception des réparations et renforcements dans le cas des insuffisances de résistance vis-à-vis de la diffusion des efforts concentrés

5.6 Conception des réparations et renforcements dans le cas des insuffisances de résistance vis-à-vis des poussées au vide

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

5.1 Contraintes à prendre en compte lors de la conception d'une réparation ou d'un renforcement par précontrainte additionnelle

Après recalculs et investigations, si **l'état et la force portante de l'ouvrage** à réparer sont connus avec une précision suffisante, il reste à établir **le projet de réparation ou de renforcement. Les difficultés d'un tel projet** viennent de ce que la structure à réparer est le plus souvent fissurée et n'a pas été conçue pour permettre la mise en place d'une précontrainte additionnelle.

> Il faut donc :

- créer des pièces d'ancrage, de maintien et de déviation et placer ces pièces, surtout celles des ancrages, qui sont soumises à des efforts importants, en des points tels que l'introduction de ces efforts ne risque pas de produire de nouveaux désordres dans l'ouvrage. De plus, il faut s'assurer que l'on dispose d'un recul suffisant en arrière des massifs d'ancrage pour pouvoir mettre en tension les armatures de la précontrainte additionnelle ;

- forer au travers de certaines parties de la structure existante (âmes, entretoises…) des trous pour le passage des armatures de précontrainte additionnelle et/ou des trous pour le scellement des armatures passives de couture des pièces d'ancrage, de déviation…. Ces forages doivent être exécutés avec un matériel dont les dimensions sont compatibles avec l'espace disponible et sans toucher aux différentes armatures existantes. Cela impose, au préalable, des investigations de repérage faisant appel au pachomètre, au géoradar, à la gammagraphie. Après ce repérage, il faut souvent retoucher les plans d'exécution pour les adapter aux relevés ainsi effectués ;

- acheminer le matériel et, en particulier, les vérins de mise en tension (poids de 500 à 1 000 kg) à l'intérieur de l'ouvrage où l'espace est, très souvent, réduit. Les moyens de manutention usuels sont en général inopérants, ce qui peut imposer une rude épreuve aux ouvriers chargés de l'opération (il existe cependant des solutions permettant de s'affranchir de l'utilisation de ces vérins lourds et encombrants) ;

- prendre toutes les dispositions pour contrôler que la précontrainte additionnelle comprime les sections, en particulier, les zones fissurées, comme prévu **(respect de la loi de Navier-Bernoulli).** Une mauvaise distribution des contraintes peut infliger à l'ouvrage des concentrations de contraintes dans les zones de points durs et ne pas recomprimer suffisamment les zones fissurées. Si des fissures persistent, cela peut entraîner des risques de fatigue et de corrosion des armatures actives et passives existantes qui traversent ces zones.

Sous réserve donc de tenir compte de ces problèmes spécifiques, les solutions techniques pour la mise en œuvre et la protection de la précontrainte additionnelle sont les mêmes que celles utilisées pour la réalisation d'une précontrainte extérieure dans un ouvrage neuf. **Il suffit donc de veiller à ce que le projet respecte un certain nombre de règles, dont la plupart sont issues de l'annexe 7 du BPEL** (issues elles-mêmes du **guide du Sétra : Précontrainte extérieure de février 1991) ; quelques-autres sont spécifiques à la réparation, comme celles développées ci-après :**

- l'implantation générale et les implantations de détail de la précontrainte additionnelle doivent être précédées d'un relevé très précis de **la géométrie réelle de la structure,** qui diffère très souvent de celle des plans dits d'exécution. Ce relevé permet de rétablir les axes de référence ;

- le tracé des armatures de précontrainte doit être adapté à la géométrie réelle de l'ouvrage. Par exemple :
  - la présence de **bossages d'ancrage** disposés sur le hourdis inférieur d'une poutre-caisson peut gêner la mise en place d'une précontrainte transversale horizontale destinée à réparer ou renforcer ce hourdis,
  - les tracés des différentes précontraintes additionnelles (verticale, horizontale, longitudinale…) doivent pouvoir **se croiser sans se percuter et avec un jeu suffisant…**

- toute mise à jour au cours des travaux d'une armature passive ou active doit entraîner automatiquement le contrôle de sa conformité aux plans d'exécution (position, forme diamètre, type…) ;

- différents réseaux de fissures peuvent affecter les hourdis et les âmes. L'injection de ces fissures doit être effectuée dans un certain ordre et sans injecter tous les réseaux à la fois. En effet, par exemple, l'injection des fissures en **«arêtes de poisson»** du hourdis inférieur doit être suivie de la mise en tension des armatures de la précontrainte additionnelle transversale du hourdis, mais sans que le produit d'injection ne pénètre dans les fissures transversale du hourdis dues à la flexion générale, lesquelles doivent faire l'objet d'une injection spécifique suivie de la mise en tension des armatures de précontrainte additionnelles longitudinales. Le problème se complique lorsque les âmes sont aussi affectées par des fissures ;

- la précontrainte extérieure doit être, dans la mesure du possible, **remplaçable, voire pouvoir être remise en tension** (se reporter au chapitre 11 du **fascicule 65 du CCTG** et aux agréments techniques des procédés de précontrainte) ;

- dans les calculs à l'ELU, la surtension peut ne pas être négligée (se reporter à la section 6.1 (8) de l'Eurocode 2-1-1) ;

- il y a lieu de justifier **l'état limite de stabilité de forme de l'ouvrage** si les câbles additionnels sont de longueur importante et s'ils ne sont liés à la structure qu'au niveau des massifs d'ancrage et pas en partie courante ;

- des dispositions doivent être prises pour que les périodes de vibration des câbles (période propre et harmoniques principales) diffèrent nettement des périodes de vibration de la structure ;

- la tension des armatures de précontrainte additionnelle à la mise en tension respecte la valeur des règles de calcul appliquées (par exemple, BPEL, EC 2).

La réduction de cette tension initiale, comme cela est prévu dans l'article 6.9.2 de la norme NF P 95-104 (0,75% de la force de rupture de l'unité constituée de fils ou de torons), n'est pas justifiée, sauf dans le cas où des détensions systématiques des unités de précontrainte sont nécessaires lors de la réparation.

En outre, si des armatures de précontrainte provisoires sont nécessaires pendant un phase du chantier (armatures extradossées ou intradossées…), leur tension initiale doit être réduite conformément aux règles en vigueur.

Rappel :

Contrainte initiale à l'ancrage

BPEL 99 :

- *des armatures constituées de fils, de barres ou de torons : min (0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg}),*
- *des armatures constituées de barres laminées : 0,7 frpg.*

Fascicule 65 du CCTG :

- *des armatures provisoires constituées de fils ou de torons : min (0,7 f_{prg}, 0,8 f_{peg}),*
- *des armatures provisoires constituées de barres : 0,6f_{rpg}.*

EC2 partie ponts (DAN) :

- *force de précontrainte maximale* ***P_{max}*** *à la mise en tension des armatures constituées de fils, de barres ou de torons : $P_{max} = A_p$ x min (0,8 f_{pk}, 0,9 $f_{p0,1k}$),*
- *force de précontrainte maximale après pertes instantanées* ***$P_{m0(x)}$*** *(Pm0(x) ≤ A_p x min (0,77 f_{pk}, 0,87 $f_{p0,1k}$).*

Tableau n° 4

- l'utilisation de câbles extérieurs nus (câbles galvanisés) ne peut être autorisée que s'il est prévu des dispositifs de maintien disposés tous les 3 m et pouvant reprendre 5% de la force de tension (cette disposition, qui permet d'éviter, en cas de rupture d'un toron, son fouettement, est issue des règles BPEL) ;

NOTE : *les ponts, dans leur majorité, sont soumis à environnement plus ou moins agressif avec, au minimum, humidité et condensation. La réalisation d'une précontrainte additionnelle provisoire à base de câbles galvanisés est possible, par exemple dans le cas où l'injection des fissures ne peut être effectuée faute de pouvoir couper la circulation (coupure qui ne sera possible qu'après la mise en service d'un nouvel ouvrage actuellement en cours de construction). Cette précontrainte provisoire permettra de limiter au maximum l'endommagement de l'ouvrage malade.*

Au contraire, la réalisation d'une précontrainte additionnelle à titre définitif et à base des câbles galvanisée laissés libre est, le plus souvent, déconseillée, car sa durée de vie peut être réduite par corrosion, en particulier au niveau des ancrages, la couche de protection des fils étant endommagée par les clavettes. Le risque de corrosion ne se pose pas si elle est placée sous gaines injectées par un produit de protection souple.

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

- dans la mesure du possible, il faut essayer de sauvegarder l'esthétique de l'ouvrage existant comme le montrent les deux photos suivantes ;

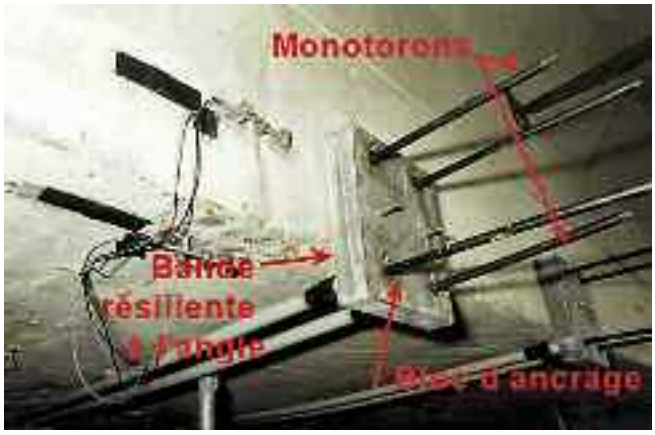

Photo n° 20 : ancrages de précontrainte additionnelle transversale avant capotage *(crédit photo Sétra)*

Photo n° 21 : capots masquant les blocs d'ancrage de la précontrainte transversale additionnelle du hourdis inférieur pour des raisons d'aspect et de protection *(crédit photo Sétra)*

NOTE : *la bande résiliente disposée à l'angle inférieur de la poutre-caisson (photo n° 20) a pour but d'éviter une rupture par glissement du coin qui n'est pas armé.*

5.1 Contraintes à prendre en compte lors de la conception d'une réparation ou d'un renforcement par précontrainte additionnelle

- **l'ouvrage réparé doit rester visitable** pour permettre les opérations de surveillance et d'entretien réglementaires ;
- enfin, toutes les dispositions doivent être prises pour protéger efficacement les armatures de la précontrainte additionnelle et tous les organes accessoires contre **la corrosion** en tenant compte, le cas échéant, des incompatibilités entre les matériaux. L'expérience malheureuse d'un des premiers ouvrages à précontrainte extérieures années 50, le pont de Can-Bia, qui a dû être détruit (se reporter à la photo n° 22), et le mauvais comportement vis-à-vis de la durabilité de certaines réparations (se reporter à la photo n° 23) sont là pour nous le rappeler.

NOTE : *la précontrainte extérieure est exposée à l'environnement qui peut être agressif mais aussi à certains animaux (les rongeurs qui peuvent attaquer les gaines PEHD et les oiseaux auxquels elle sert de perchoir et qui y déposent leurs fientes) sans compter les vandales de tous âges et conditions. Tous ces facteurs d'agression doivent être pris en compte (fermeture cadenassée des ouvertures, grilles aux orifices de faible taille…).*

Photo n° 22 : état de la précontrainte extérieure du pont de Can-Bia *(crédit photo D. Poineau)*

Photo n° 23 : état de corrosion des conduits métalliques non protégés de la précontrainte du pont de Layrac
(crédit photo D. Poineau)

Les dispositions constructives, la conception, les produits et matériaux à utiliser et la mise en œuvre de la précontrainte extérieure sont décrits en détail dans le chapitre n°11 du **fascicule 65 du CCTG** et le **guide du Sétra de février 1990 relatif à la précontrainte extérieure… Certains de ces points sont quand même développés en détail dans le présent guide** qui décrit les retours d'expérience de réparations et renforcements effectués sur un certain nombre d'ouvrages depuis les années 70.

Il est rappelé que la précontrainte additionnelle concerne aussi bien les structures en béton précontraint que celles en béton armé.

> Il est également rappelé que le fascicule 65 du CCTG impose pour la précontrainte extérieure le respect de diverses contraintes :

- la protection des armatures de précontrainte sur toute leur longueur ;
- la possibilité de remplacer les armatures de précontrainte ;
- la prise en compte des imperfections d'implantation des différents déviateurs ;

5.1 Contraintes à prendre en compte lors de la conception d'une réparation ou d'un renforcement par précontrainte additionnelle

- le respect d'un périmètre de protection ;
- le respect par le tracé des armatures de précontrainte de tolérances spécifiques ;
- un jeu suffisant entre les génératrices extérieures des gaines et les parois de la structure tenant compte des déformations dues à la précontrainte, aux poids des équipements, aux charges d'exploitation…

NOTE : *le lecteur peut trouver des informations complémentaires et des illustrations dans le* ***guide du Sétra : Précontrainte extérieure paru en 1990.***

Le projet de mise en place d'une précontrainte additionnelle de réparation et/ou de renforcement doit respecter ces contraintes, sauf impossibilité. La dérogation motivée doit être acceptée par le **maître d'ouvrage** et le **maître d'œuvre.**

En outre, dans le cas d'une réparation et/ou d'un renforcement, plusieurs sortes d'armatures de précontraintes extérieures au béton peuvent cohabiter (par exemple, la précontrainte longitudinale et la précontrainte transversale du hourdis inférieur). Le projet doit fixer les **distances minimales** à respecter entre ces diverses armatures pour éviter tout contact entre elles.

Le projet, mais également les **travaux**, doivent aussi prendre en compte toutes les contraintes imposées par le **maître d'ouvrage** et, en particulier, celles sur le maintien total ou partiel du **trafic** sur l'ouvrage pendant les travaux (sauf certaines opérations) ou pendant certaines périodes (moissons, vendanges, ramassage des betteraves…). Ces exigences, auxquelles se superposent les conditions climatiques, peuvent avoir une forte influence sur le calendrier des travaux, voire retarder certaines opérations, comme les injections…

5.2.1 GÉNÉRALITÉS

Le présent paragraphe traite des dispositions à respecter lors de la conception d'une précontrainte longitudinale additionnelle qui a pour but la réparation ou le renforcement de poutres (caissons, en té, double té, nervures…), d'entretoises…, vis-à-vis de la flexion, mais aussi, dans une certaine mesure, vis-à-vis de l'effort tranchant et/ou de la torsion sous les effets de la compression et de l'inclinaison du tracé, etc.

5.2.2 TRACÉ DE LA PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE

> Les deux types de tracés classiques suivants peuvent être utilisés (se reporter à la figure n° 58 et à la figure n° 59) :

- le tracé rectiligne ;
- le tracé polygonal filant ou croisé.

Pour une poutre-caisson, la précontrainte additionnelle est placée à l'intérieur du caisson. L'aspect extérieur de la structure n'est quasiment pas modifié. C'est tout le contraire pour des poutres en té ou double té car, pour ne pas soumettre la poutre à une flexion d'axe vertical, il faut placer les armatures additionnelles symétriquement de part et d'autre de la poutre.

Pour certains types de renforcements, ces tracés peuvent faire l'objet de variantes de conception.

5.2.2.1 Tracé rectiligne

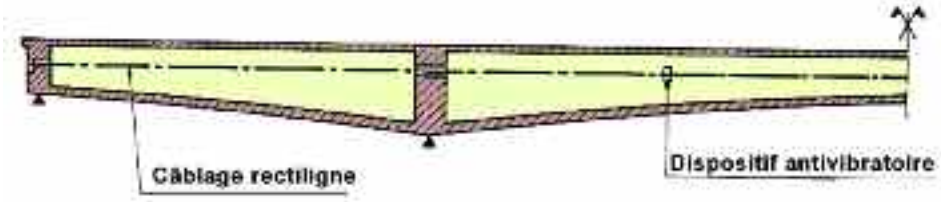

Figure n° 58 : tracé rectiligne

Le tracé rectiligne présente l'avantage d'être simple et facile à mettre en œuvre, puisqu'il n'y a pas de déviateurs. Il faut cependant lier la précontrainte à la structure pour éviter **les risques d'instabilité** de celle-ci et **des phénomènes vibratoires aboutissant à une mise en résonance.** L'absence de déviation permet, le plus souvent, de mettre en place les câbles d'un

about à l'autre de la poutre sur des longueurs pouvant normalement atteindre 500 m, voire plus. Les pertes par frottement sont pratiquement nulles. Par contre, la résistance à l'effort tranchant de la structure n'est que faiblement améliorée, faute d'une inclinaison marquée du câblage.

NOTE : *avec un tracé rectiligne, les pertes par frottement sont très réduites. Deux techniques sont envisageables pour la mise en place de câbles de grande longueur :*

- l'enfilage toron par toron avec la présence de machines de reprise du poussage disposées environ tous les 100 m ;
- l'enfilage de l'ensemble des torons du câble au moyen d'un câble de traction et d'un treuil.

Photo n° 24 : pont autoroutier de Roquemaure réparé par une précontrainte additionnelle au tracé rectiligne
(crédit photo Jacques Mossot)

> De plus, le rendement d'un tel tracé rectiligne est faible car :

- dans une structure isostatique, voire hyperstatique, il n'est pas possible d'excentrer de façon importante la précontrainte pour ne pas provoquer des moments fléchissants parasites dans les zones d'about où les moments fléchissants dus aux charges permanentes et d'exploitation sont nuls. Le câblage est donc sensiblement positionné au niveau du centre de gravité des sections ;
- de plus, dans une structure hyperstatique, les moments hyperstatiques de précontrainte font que la ligne de pression se trouve sensiblement au niveau de la ligne moyenne de la structure. Les différentes sections de la structure, sous l'action de la précontrainte additionnelle, se trouvent donc quasiment soumises à une compression simple égale à P (P étant la force de précontrainte), donc à une contrainte normale égale à P/B (B étant l'aire de la section considérée).

Photo n° 25 : massifs d'ancrage d'une précontrainte transversale additionnelle rectiligne *(crédit photo Freyssinet)*

- la photo ci-devant montre les massifs d'ancrage combinés servant à la fois pour une précontrainte additionnelle longitudinale déviée et pour une précontrainte additionnelle transversale au tracé rectiligne permettant la réparation de deux entretoises au droit d'un appui de type cantilever.

5.2.2.2 Tracé polygonal

5.2.2.2.1 Généralités

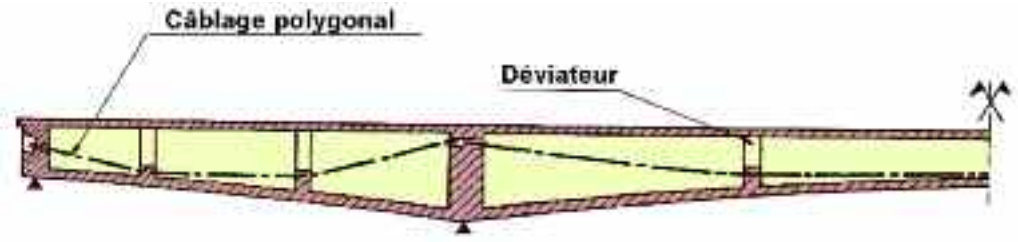

Figure n° 59 : tracé polygonal

Dans le tracé polygonal, la précontrainte épouse au mieux la courbe des moments fléchissants et permet par son inclinaison de réduire l'effort tranchant. Un tel tracé présente par contre l'inconvénient d'imposer la construction de déviateurs et donc d'augmenter les charges permanentes, mais aussi les pertes par frottement.

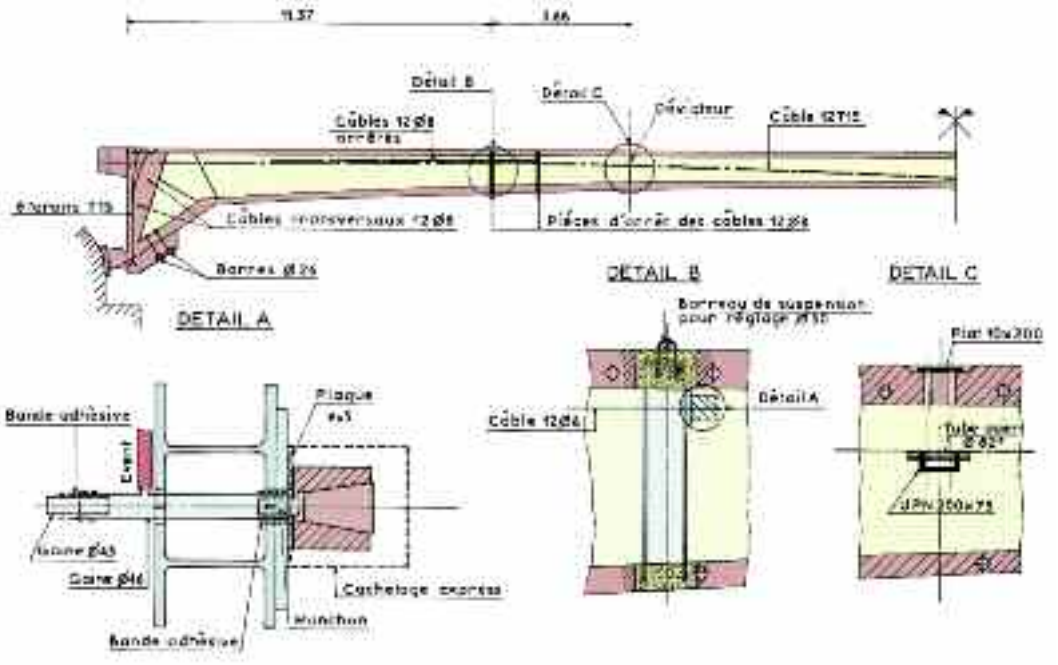

Figure n° 60 : schéma de la réparation du pont à béquilles d'Esquerchin avec un câblage dévié polygonal

5.2.2.2.2 Câblage croisé

Dans les ponts comportant trois travées et plus (le nombre des travées est désigné par **n**), la force de précontrainte à mettre en œuvre dans les travées centrales est sensiblement le double **(~2P)** de celle à mettre dans les travées de rive **(~P)**. Il est possible de concevoir un **câblage polygonal dit «croisé»** (se reporter à la figure n° 61).

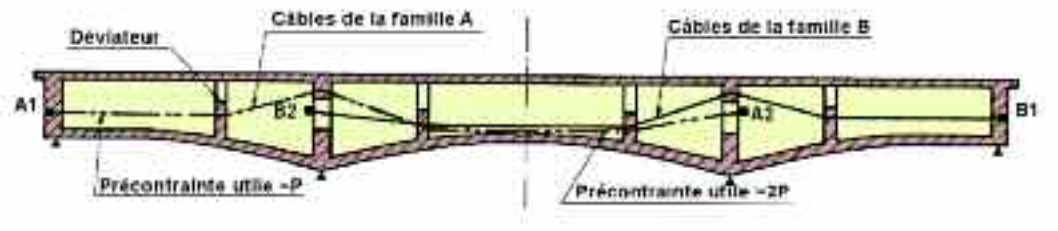

Figure n° 61: câblage croisé

Un tel câblage croisé présente l'avantage d'optimiser les quantités de précontrainte **à la condition** qu'il soit possible d'ancrer les câbles sur les âmes à proximité des appuis intermédiaires ou sur les entretoises d'appui intermédiaires **sans avoir besoin de les renforcer de façon importante. Cependant,** il faut s'assurer qu'il est possible de manutentionner les vérins de mise en tension (poids de 500 à 1 000 kg) sur toute la longueur du tablier et, en particulier, au travers des ouvertures permettant le passage au travers des entretoises sur appui[12].

Photo n° 26 : transport d'un vérin au viaduc des Canadiens *(crédit photo D. Poineau)*

ATTENTION : si la solution du câblage croisé nécessite des renforts importants au niveau des entretoises sur piles, il est préférable de se rabattre sur **un câblage polygonal classique** régnant, soit d'un bout à l'autre du tablier (si la distance entre les abouts ne dépasse pas normalement environ 300 m), soit sur plusieurs travées dans le cas contraire. Une telle solution n'optimise pas la force de précontrainte, qui se révèle surabondante dans les travées de rive mais ce câblage, filant d'une extrémité à l'autre de la poutre, présente les avantages suivants :

- les câbles surabondants ont un coût marginal par rapport à celui des renforts à effectuer ;
- si l'entretoise d'appui ne peut servir à l'ancrage des câbles, il suffit de construire deux massifs d'ancrage dans les travées de rive près de l'entretoise d'about à une distance telle que les vérins de mise en tension puissent être utilisés. Les efforts d'entraînement en arrière de ces massifs d'ancrage étant relativement faibles, il n'est pas toujours nécessaire de renforcer la structure existante ;
- la majeure partie des travaux se déroule dans deux zones d'accès facile pour les ouvriers et pour le matériel, car les trappes de visite sont généralement placées aux abouts des ouvrages et si elles sont absentes, il est possible de les créer ;

12 *des vérins légers et maniables peuvent être utilisés pour une mise en tension toron par toron dans le cas où les câbles sont constitués de torons gainés-protégés isolés les uns des autres grâce à un système de «barillets» ou sous conduit injecté au coulis de ciment avant leur mise en tension.*

- se reporter au paragraphe 5.2.3.3.4 au-dessous qui détaille la conception des massifs d'ancrage en avant de l'entretoise d'about.

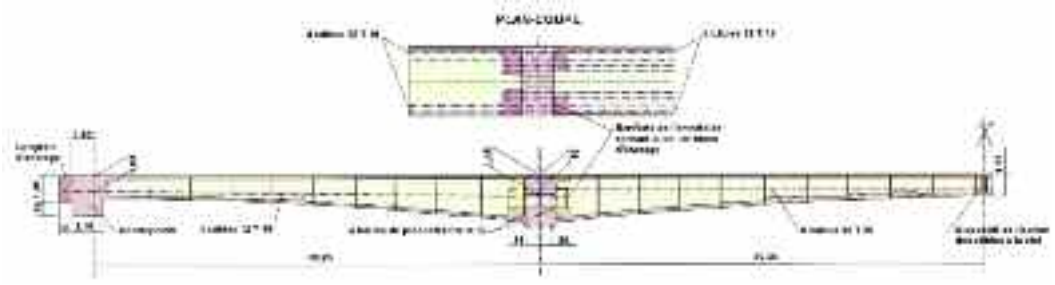

Figure n° 62 : câblage croisé au pont de Lacroix-Falgarde nécessitant des renforts de l'entretoise sur pile

5.2.2.3 Variantes de conception du tracé de la précontrainte additionnelle

> Parmi les variantes de conception, il y a lieu de citer :

- le câblage bouclé ;
- les câblages des poutres isostatiques de type VIPP.

À noter, *également,* ***la transformation d'un passage supérieur autoroutier à 4 travées*** *au-dessus de l'autoroute A 6, près de Beaune,* ***en un pont à haubans*** *à deux travées pour permettre l'élargissement de l'autoroute, ce qui imposait la suppression des deux piles de rive (consulter le numéro 678 de la revue Travaux paru en juillet - août 1992).*

5.2.2.3.1 Câblage bouclé

Le câblage bouclé évite d'avoir à créer des bossages ou des massifs d'ancrages qui soumettent la structure à des efforts locaux imposant souvent des renforcements de celle-ci. Le câblage bouclé peut être constitué par des monotorons gainés-protégés[13] qui passent en boucle dernière les âmes des poutres (se reporter à la photo n° 28). Les torons pouvant être répartis sur toute la hauteur de la poutre, les efforts concentrés sont de faible intensité.

Bien entendu, un tel câblage nécessite la réalisation de blocs semi-cylindriques aux abouts des poutres pour pouvoir y enrouler les torons (le faible rayon de courbure des blocs fait que les frottements dans la courbe bloquent tout déplacement des torons, **ce dispositif se comporte donc sensiblement comme un ancrage fixe**). Les dimensions de ce bloc imposent une distance minimale entre les abouts des poutres et le mur garde-grève de la culée ou entre les abouts des poutres de deux travées successives. L'expérience montrant que cette distance minimale est rarement disponible, ce type de câblage est rarement envisageable.

[13] *Il est aussi possible de concevoir une telle précontrainte additionnelle avec des câbles, ce qui a l'inconvénient d'imposer un rayon de courbure minimal plus important qu'avec un monotoron.*

NOTE : *des câblages bouclés ont été utilisés par Freyssinet lors de l'opération de renforcement des fondations de la gare maritime du Havre entre 1933 et 1935.*

ATTENTION : *il faut veiller à protéger ces monotorons gainés-protégés contre les rayons U.V., les oiseaux, les rongeurs,* ***le vandalisme.***

Photo n° 27 : vue générale de la gare maritime du Havre *(crédit photo Association Freyssinet)*

Photo n° 28 : essai de convenance de réalisation d'un câblage bouclé au pont d'Agde *(crédit photo D. Poineau)*

> Le câblage bouclé présente aussi quelques inconvénients :

- les monotorons gainés–protégés ont un revêtement de protection mince, donc fragile vis-à-vis des rayonnements, des chocs, des nuisibles et du vandalisme ;
- un tube de protection est nécessaire, au minimum, dans les parties courbes ;
- l'utilisation d'ancrages non fixés à la structure présente un danger aussi bien à l'exécution qu'en service en cas de rupture d'un toron (se reporter à la photo n° 29) ;
- l'utilisation d'ancrages fixés sur la structure complique l'exécution et joue aussi sur l'aspect de l'ouvrage si les ancrages sont fixés sur les âmes du côté extérieur (se reporter à la photo n° 30).

Photo n° 29 : ancrages non fixés sur la structure sur un pont de l'autoroute A4 *(crédit photo D. Poineau)*

Photo n° 30 : coffrages de réalisation des bossages d'ancrage de groupe monotorons fixés sur la structure au pont d'Agde
(crédit photo D. Poineau)

NOTE : *au pont d'Agde, des boucles constituées de monotorons gainés-protégés ont été mises en œuvre à raison d'une boucle par âme. Les ancrages ont été regroupés par trois dans des bossages coulés en place et cloués sur les âmes. Le pont se trouvant à une grande hauteur au-dessus du sol, les armatures se trouvent relativement à l'abri des actes de vandalisme.*

5.2.2.3.2 Câblages pour la réparation ou le renforcement de poutres isostatiques de type VIPP

> Une précontrainte additionnelle peut se mettre en œuvre dans les deux cas suivants :

- premier cas : réparation de poutres dont la précontrainte, touchée par la corrosion, est en mauvais état.
- deuxième cas : augmentation de la capacité portante de poutres dont la précontrainte existante est en bon état ;

Dans le premier cas, la plus grosse difficulté de l'opération est d'estimer la force de la précontrainte existante et son évolution dans les années à venir (se reporter au paragraphe 4.2 ci-dessus).

> Dans les deux cas, plusieurs sortes de câblages peuvent être envisagées suivant que l'on peut ou non disposer d'un espace suffisant aux abouts des poutres pour y boucler les armatures de précontrainte. Ci-après trois solutions sont proposées :

- première solution, un câblage polygonal avec des blocs d'ancrage cloués par des armatures de précontrainte courtes sur l'âme de la poutre comme le montre la photo n° 31. Les difficultés d'un tel projet sont liées :
  - à la réalisation des trous de passage des armatures de clouage au travers des câbles existants relevés,
  - aux efforts concentrés apportés par les blocs d'ancrage dans une zone déjà sollicitée par la diffusion de la précontrainte existante,
  - à l'espace qu'il faut ménager pour mettre en place les vérins et permettre la mise en tension des câbles additionnels… ;

Photo n° 31 : renforcement d'un VIPP du réseau ASF *(crédit photo Sylvain Lopez)*

- deuxième solution, un câblage bouclé avec des monotorons ou de petites unités de quelques torons (se reporter à la figure n° 63 qui donne un exemple de schéma de réalisation). L'isostaticité des travées successives est alors conservée. Un bloc d'ancrage en béton ou en métal, qui sert aussi de déviateur, est lié sur les poutres dans leur partie centrale. La mise en tension doit se faire symétriquement en utilisant, par exemple, quatre vérins à la fois.

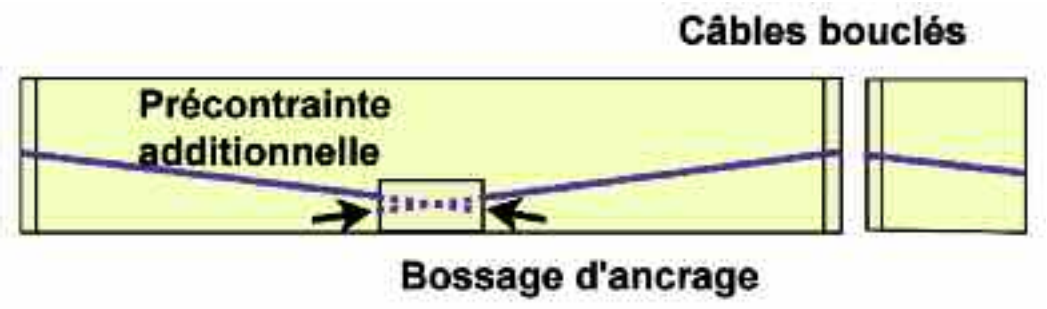

Figure n° 63 : principe de câblage de renfort d'une travée d'un VIPP

- troisième solution, un câblage qui rend les travées continues. La force de précontrainte est dimensionnée pour rendre deux ou plusieurs travées continues sous les moments hyperstatiques de précontrainte, les charges d'exploitation et les gradients thermiques, tout en conservant un fonctionnement isostatique sous les charges permanentes. Il est nécessaire de couler entre les abouts des poutres des travées successives un noyau de continuité avant de mettre en tension la précontrainte de renfort (se reporter à la figure n° 64).

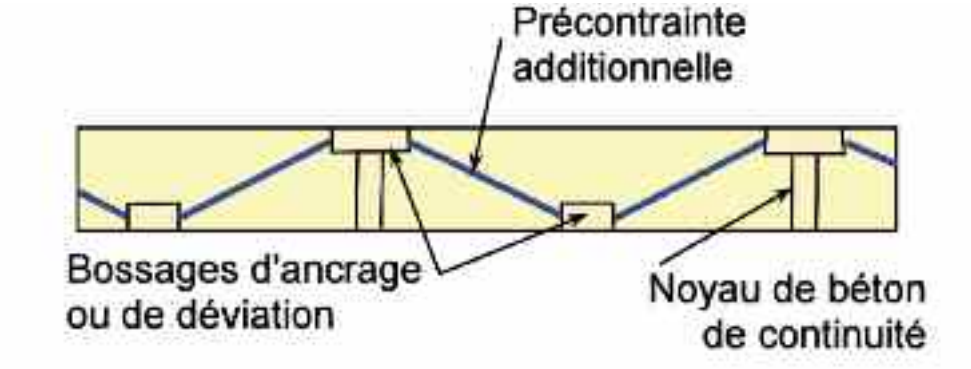

Figure n° 64 : principe du câblage de renfort rendant les travées continues

5.2.3 DISPOSITIFS D'ANCRAGE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

5.2.3.1 Généralités

Normalement, si cela est possible, il est souhaitable d'appliquer les efforts apportés par la précontrainte additionnelle sur la structure existante au niveau des entretoises d'about, des entretoises intermédiaires, ce qui peut nécessiter ou non un renforcement de l'élément concerné. Le paragraphe 5.2.3.2 ci-dessous détaille l'appui direct sur une entretoise intermédiaire.

Lorsque la structure ne peut supporter directement les efforts appliqués, la précontrainte additionnelle s'appuie sur des pièces rajoutées et solidarisées à la structure. Le paragraphe 5.2.3.3 ci-dessous détaille quatre dispositifs d'ancrage rapportés.

5.2.3.2 Ancrages placés directement sur la structure existante

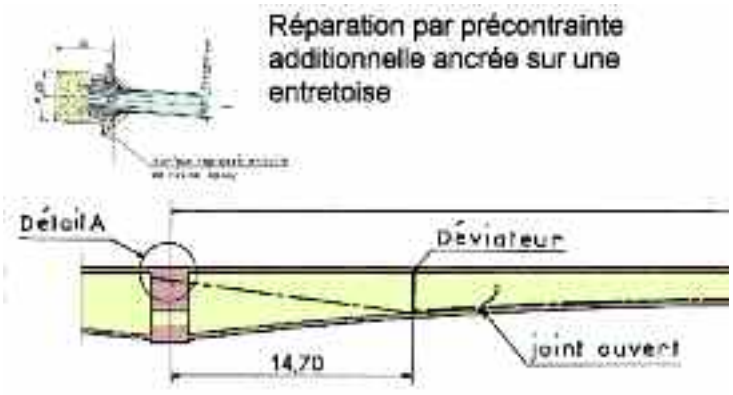

Figure n° 65 : appui direct des ancrages sur l'entretoise intermédiaire du pont d'Aurec

Si la résistance de la structure le permet, l'effort d'ancrage est appliqué directement sur celle-ci, par exemple au niveau des entretoises d'extrémité ou intermédiaires qui sont forées pour laisser passer l'armature. De petits massifs en béton armé ou des plaques métalliques servent de **prismes locaux** (ex prismes de première régularisation). Se reporter à la figure n° 65.

5.2.3.3 Ancrages placés dans des éléments rapportés

Si la structure ne peut supporter directement les efforts appliqués, les unités de précontrainte s'appuient sur des pièces rapportées ou solidarisées à la structure. Dans certains cas, la structure doit, en plus, être renforcée localement.

> Les dispositifs les plus courants se rattachent aux quatre types suivants :

- ancrages sur massifs ou longrines d'extrémité rapportés aux abouts ;
- ancrages en appuis sur les entretoises existantes ;
- bossages d'ancrages rapportés ;
- ancrage sur massifs et entretoises rapportés en avant des extrémités de l'ouvrage.

5.2.3.3.1 Ancrages sur massifs ou longrines d'extrémité rapportés aux abouts

Cette solution est utilisée lorsqu'il est possible de construire en arrière des abouts de l'ouvrage une pièce massive en béton armé, voire en béton précontraint (se reporter à la figure n° 66). Cette pièce massive assure la diffusion des efforts concentrés qu'elle reporte sur les âmes et/ou sur les hourdis.

> Cette solution présente les inconvénients et les avantages suivants :

- inconvénients :

Elle nécessite la démolition et la reconstruction des joints de dilatation et du mur garde-grève de la culée pour permettre la création d'une véritable chambre de tirage si on veut que la précontrainte additionnelle soit démontable. Elle impose donc une coupure de la circulation relativement longue. Elle impose aussi de prolonger toute la précontrainte dans la travée de rive. Elle impose enfin de soigner tout particulièrement la protection des ancrages contre les venues d'eau en provenance des joints de dilatation.

- avantages :

Elle élimine tout effort concentré parasite sur la structure existante. Elle s'adapte donc particulièrement bien aux structures minces et peu ferraillées. Il est possible, dans certains cas, d'aménager les culées pour créer de véritables chambres de tirage, comme dans un pont neuf à précontrainte extérieure.

Photo n° 32 : préparation du ferraillage du massif d'ancrage du pont de Lacroix-Falgarde *(crédit photo D. Poineau)*

Il est préférable de fixer le coffrage du massif d'ancrage sur la structure pour lui permettre de suivre les déformations thermiques de celle-ci et éviter un décollement entre les deux pièces lorsque la structure se dilate et se rétracte. La photo ci-devant montre la réalisation d'un tel massif. Cette solution évite le coulage d'un joint de clavage, comme dans la solution suivante.

Il est aussi possible de bétonner classiquement le massif d'ancrage **en réservant un joint de clavage** entre celui-ci et l'about de la structure. Ce joint est à bétonner avec un béton ayant une montée en résistance très rapide de façon à pouvoir mettre en tension le plus rapidement les armatures de la précontrainte additionnelle afin d'éviter la fissuration du joint sous les variations dimensionnelles du tablier.

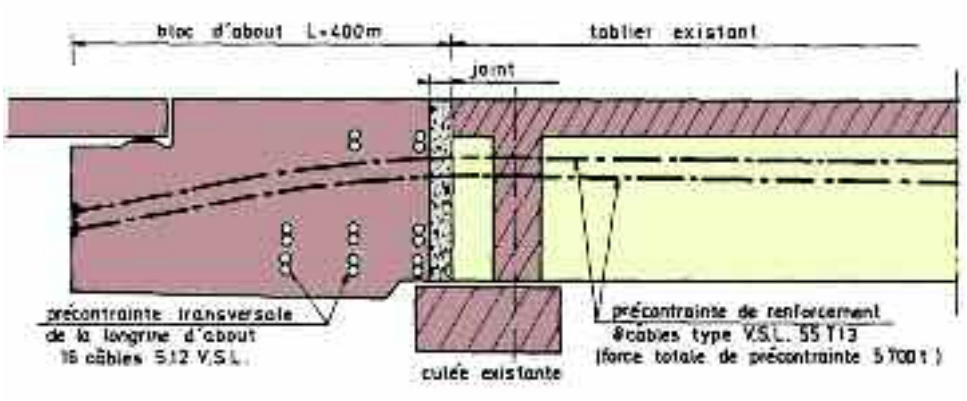

Figure n° 66 : massif d'ancrage rapporté au pont de Roquemaure avec joint coulé en place

5.2.3.3.2 Ancrages en appuis sur les entretoises existantes

C'est une variante de l'ancrage direct sur la structure lorsque la résistance de l'entretoise et/ou la couture de celle-ci à la structure sont insuffisantes.

Dans cette solution, il peut être nécessaire de renforcer l'entretoise existante par des massifs en béton armé rapportés et en améliorer la couture par des armatures de précontrainte. Une telle solution est souvent utilisée lorsque le câblage est croisé (se reporter à la figure n° 68).

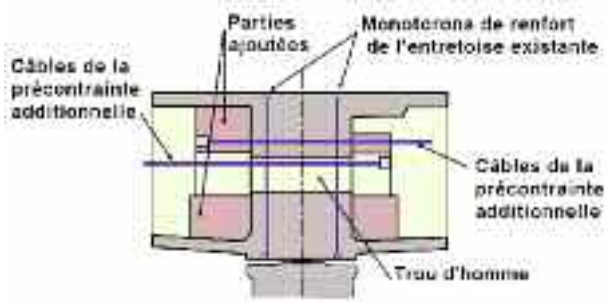

Figure n° 67 : détail du renfort de l'entretoise sur pile pour l'ancrage de la précontrainte additionnelle

NOTE : *une précontrainte filante d'un about à l'autre aurait évité le renforcement de l'entretoise sur pile au prix d'un supplément de précontrainte dans les deux travées de rive.*

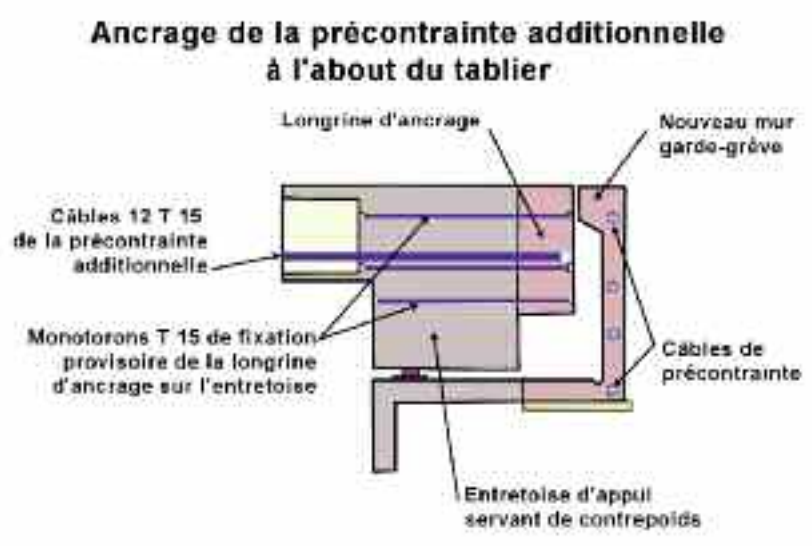

Figure n° 68 : détail du renfort de l'entretoise sur culée pour l'ancrage de la précontrainte additionnelle

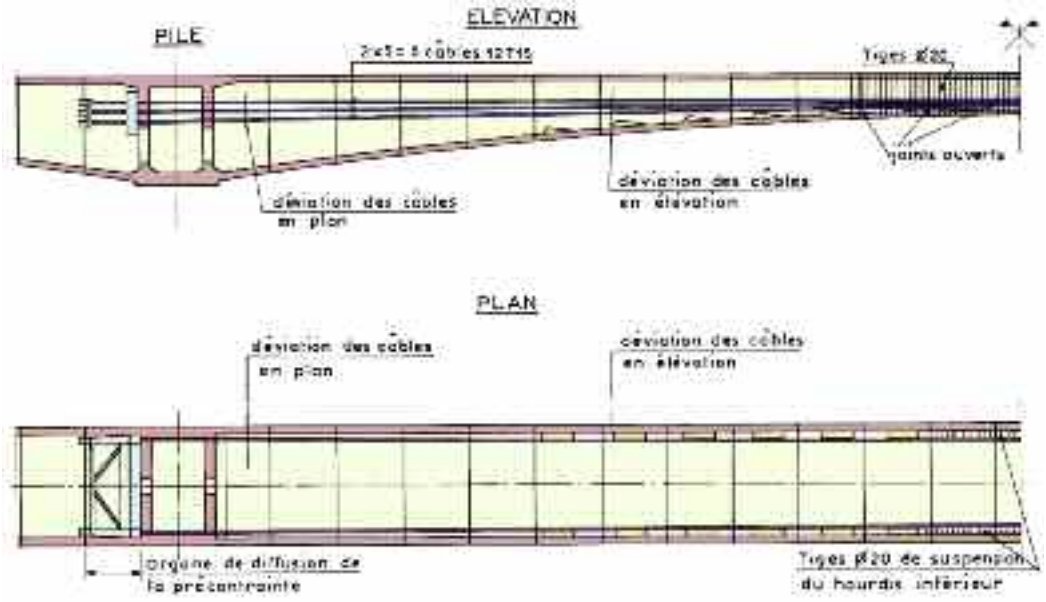

Figure n° 69 : transfert de l'effort de précontrainte par un bâti métallique au pont de Rochefort-Montagne

Il est parfois possible d'ancrer la précontrainte sur des bâtis métalliques (à protéger contre la corrosion par une galvanisation à chaud) dont la conception assure une transmission directe des efforts dans le tablier, sans solliciter l'entretoise. La figure n° 69 ci-devant montre un bâti métallique qui s'appuie au niveau du voussoir sur pile sur l'élargissement des âmes.

5.2.3.3.3 Bossages d'ancrage rapportés

Lorsque la zone à renforcer est d'une longueur limitée (renfort local d'une partie de travée) ou lorsqu'il n'est pas possible de prolonger toute la précontrainte jusqu'aux abouts (excès de compression dans les travées de rive) ou enfin lorsque le type même de la structure oblige à ancrer la précontrainte additionnelle dans les parties courantes (ce peut être le cas d'une succession de travées indépendantes formant un VIPP, cas qui a été traité ci-devant), il faut alors **«clouer»** sur la structure existante (en général les âmes), au moyen d'armatures de précontrainte de faible longueur, des bossages d'ancrage, soit en béton coulé en place ou préfabriqué, soit métalliques (à chaque bossage correspond en général l'ancrage d'un seul câble). Dans le cas où les efforts à attacher sont faibles, il peut être envisagé d'équilibrer les efforts d'ancrage par des armatures de béton armé scellées dans la structure.

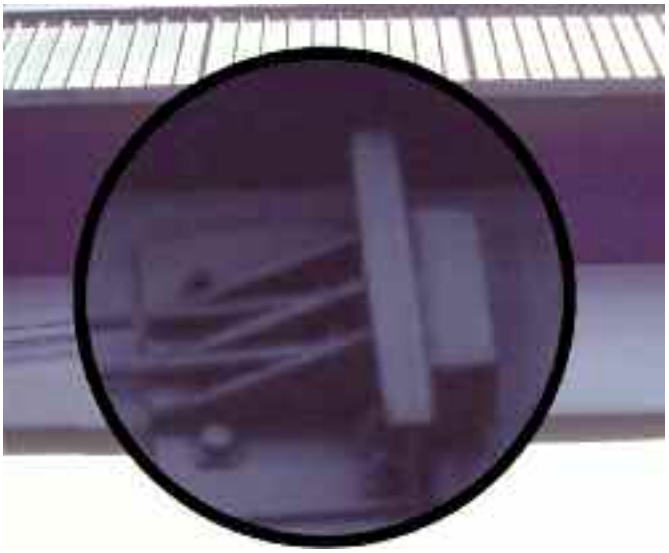

Photo n° 33 : bossage d'ancrage métallique sur une passerelle de l'autoroute A 15 *(crédit photo D. Poineau)*

Cette technologie présente l'avantage d'une bonne répartition de l'effort de précontrainte tout au long de l'ouvrage. Elle présente, par contre, **l'inconvénient de faire subir à la structure des efforts locaux importants** (diffusion, entraînement, flexion des âmes d'axe vertical…), surtout si l'effort de précontrainte à ancrer est important (par exemple, au pont de Lestelle, lors de la mise en tension, l'effort de 6,25 MN [625 tf] a été équilibré par 14 barres de précontrainte de 36 mm de diamètre).

Pour limiter les effets des efforts parasites, les bossages doivent être placés dans des zones fortement comprimées à proximité, soit des goussets, soit des liaisons âme-hourdis. De plus, il est conseillé de placer les bossages symétriquement de part et d'autre de l'âme et, bien entendu, de respecter cette symétrie lors de la mise en tension des unités de précontrainte additionnelle pour d'éviter des efforts de flexion parasites à axe vertical dans celle-ci.

Photo n° 34 : bossage d'ancrage au pont de Lestelle et étriers de renforcement de l'âme d'un tablier à deux nervures
(crédit photo LRPC de Toulouse)

Si nécessaire, il faut mettre en place **des renforcements locaux** pour éviter que la mise en tension ne provoque des désordres dans la structure existante par diffusion ou entraînement (se reporter à la photo n° 34 où apparaissent des étriers actifs qui ont été rendu nécessaires pour éviter un fendage de l'âme suivant un plan horizontal).

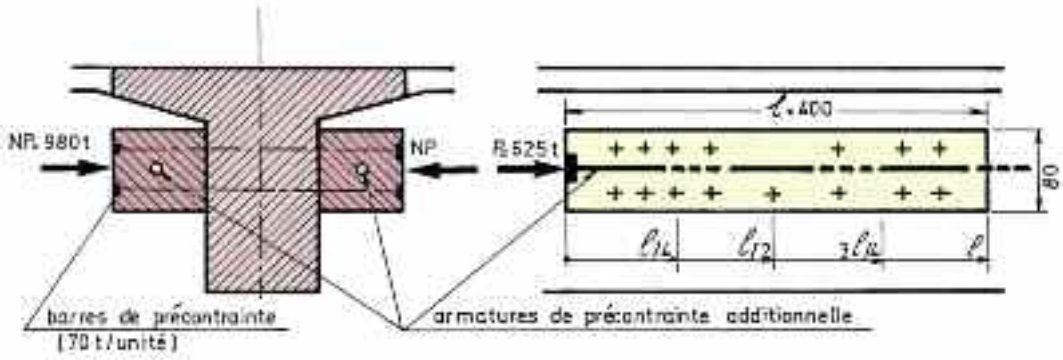

Figure n° 70 : schéma des bossages d'ancrage du pont de Lestelle

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

> Cette technique pose les quatre problèmes suivants qui sont traités dans les parties du présent guide consacrées aux règles de calcul et à l'exécution des travaux :

- quelle est la valeur du coefficient de frottement entre le béton du bossage et celui de la structure ?
- quels sont les coefficients de sécurité à retenir ?
- comment se diffuse l'effort de précontrainte sur la longueur du bossage ?
- comment obtenir le bon effort de serrage dans les armatures de précontrainte de faible longueur ?

5.2.3.3.4 Massifs et entretoises rapportés en avant des extrémités de l'ouvrage

Lorsque les efforts à ancrer sont très importants, les simples bossages ne suffisent plus. Il faut alors exécuter **des massifs d'ancrage ou des entretoises d'ancrage en avant des entretoises d'about.**

Photo n° 35 : massif d'ancrage et ses tirants-butons à proximité de l'about au pont de Châlons-en-Champagne
(crédit photo Sétra)

Il en est ainsi lorsque les armatures de précontrainte additionnelle, de forte puissance, doivent être prolongées dans les travées de rive et qu'il est impossible d'avoir recours à la solution du massif d'ancrage appuyé sur l'about de la poutre (par exemple, si la culée est creuse, s'il faut maintenir le trafic, à cause du coût de cette solution…).

Il est à noter que, dans cette solution de création de massifs ou entretoises en avant des entretoises d'about, les effets d'entraînement sont souvent réduits, puisque les déplacements des extrémités du tablier sont quasiment libres (faible raideur des appareils d'appui) (se reporter à la photo n° 35).

> Il faut placer le massif d'ancrage de la précontrainte additionnelle à un distance suffisante de l'about du tablier et ce pour les trois raisons suivantes :

- pouvoir mettre les vérins en place et ensuite en tension et pouvoir circuler dans cette zone de l'ouvrage, ce qui impose une distance supérieure à la course des vérins ;
- éviter de superposer les efforts de diffusion des câbles existants ancrés à l'about avec ceux des câbles additionnels ;
- pouvoir carotter dans les âmes les trous de passage des barres de clouage **sans risquer d'endommager les câbles existants** qui remontent dans les âmes pour s'ancrer à l'about de celles-ci.

Le **«clouage»** du massif ou de l'entretoise peut être exercé, soit par **des armatures de précontrainte,** soit par des **armatures de béton armé scellées.** Cette dernière solution, utilisée lors de la réparation du pont de Labéraudie, ayant une fâcheuse tendance à transformer l'ouvrage en «gruyère», nécessite que le béton du tablier présente une excellente résistance (se reporter au **guide FABEM 7** qui traite du scellement des armatures de béton armé dans des trous forés).

Photo n° 36 : vue des barres de fixation sur les âmes et le hourdis inférieur du massif d'ancrage du pont de Layrac
(crédit photo D. Poineau)

> Il est préférable, si cela est possible, de coudre ces massifs uniquement sur les âmes comme sur la photo n° 35, ce qui évite au moins les deux difficultés suivantes :

- la détermination de la partie de la précontrainte qui passe dans les âmes et de celle qui passe dans les hourdis et donc de la répartition des armatures de clouage ;
- le risque d'avoir à renforcer le hourdis supérieur, qui est soumis à des flexions sous le passage des charges roulantes. En effet, le massif d'ancrage forme un point dur qui va modifier le mode de fonctionnement du hourdis.

ATTENTION, pour adopter cette disposition, il faut s'assurer que le cisaillement qui se développe au niveau de la jonction entre l'âme et le hourdis inférieur peut être équilibré, soit sans renforcement, soit avec un renforcement minimum de l'âme. Dans le cas où les effets d'entraînement en arrière du massif d'ancrage sont excessifs, il est possible :

- **Première solution :** d'allonger le massif d'ancrage et décaler en plan les ancrages des câbles additionnels (se reporter à la figure ci-après).

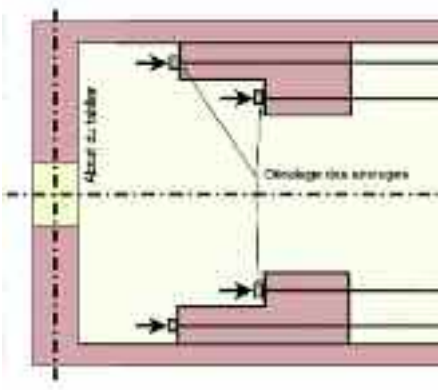

Figure n° 71 : disposition pour limiter les effets d'entraînement en arrière d'un massif d'ancrage

- **Deuxième solution :** d'accrocher le massif d'ancrage à la fois sur les âmes et le hourdis inférieur par des armatures de précontraintes (barres) disposées verticalement. Le recours à des barres impose de laisser un intervalle suffisant entre le dessous du hourdis supérieur et le dessus du massif d'ancrage, pour pouvoir accéder aux ancrages supérieurs des barres (se reporter à la figure n° 72).

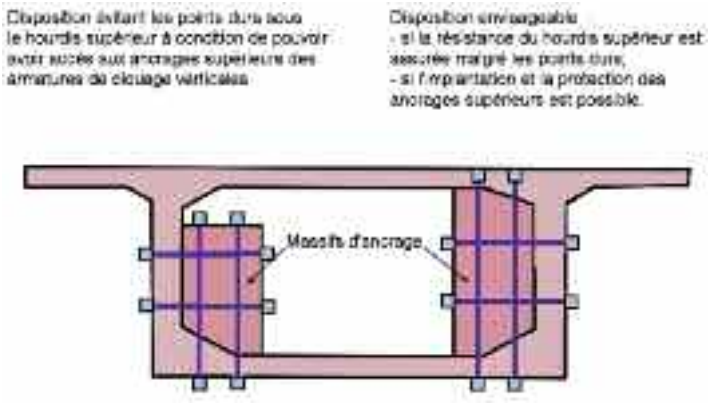

Figure n° 72 : solution 2 à gauche et solution 3 à droite

- **Troisième solution :** d'accrocher le massif d'ancrage à la fois sur les âmes et les deux hourdis, à la condition expresse que la résistance du hourdis aux charges locale soit assurée malgré le point dur créé par le massif (assimilable à un encastrement) et que l'épaisseur de ce hourdis soit suffisante pour pouvoir y disposer les ancrages et leur protection (se reporter à la figure n° 72).

Enfin, il faut aussi s'assurer de **la résistance du hourdis inférieur,** qui se trouve soumis au poids des massifs d'ancrage et aussi à des efforts de cisaillement en arrière des ancrages.

> Dans le cas des massifs d'ancrages accrochés uniquement sur les âmes unilatéralement, il est conseillé de prévoir :

- une couche résiliente (feuille de polystyrène) entre le haut du massif et le hourdis supérieur pour éviter de créer le point dur susvisé (se reporter à la photo n° 37 qui montre une telle disposition pour un déviateur) ;
- un traitement de la surface de reprise (face intérieure de l'âme). Pour obtenir un coefficient de frottement voisin de 1 (enlèvement de la laitance et création d'indentations verticales de l'ordre de 5 mm de profondeur), il est inutile et même déconseillé de repiquer le béton jusqu'aux armatures ;
- une couche résiliente lisse limitant le frottement entre le massif d'ancrage et ce hourdis, pour ne pas gêner le serrage des barres de clouage entre le massif d'ancrage et l'âme ;
- des indentations (d'autres solutions sont possibles) dans le béton des goussets de jonction entre les âmes et les hourdis si les massifs doivent s'y appuyer. En effet, ces indentations permettent à la surface de reprise de bétonnage d'être correctement comprimée par les barres de clouage et d'éviter un risque de glissement (se reporter à la figure n° 73) ;

Photo n° 37 : couche résiliente en partie haute d'un déviateur *(crédit photo Sétra)*

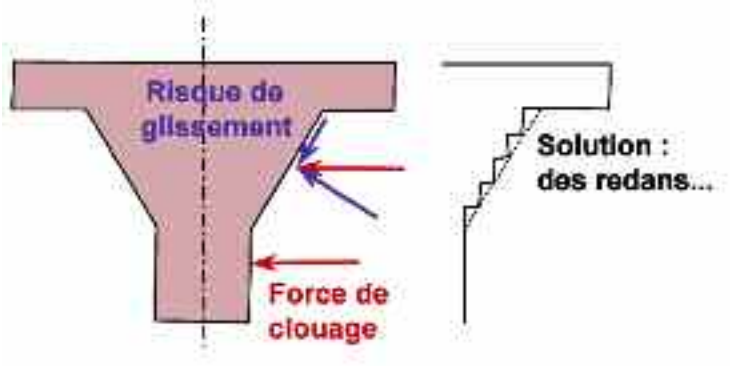

Figure n° 73 : incidences de la présence de goussets sur l'efficacité de l'effort de clouage

- des trémies de bétonnage dans le hourdis supérieur, ce qui facilite le bétonnage de tels massifs (il convient de ne pas oublier la réfection de la chape d'étanchéité en fin de travaux). Si la circulation doit être maintenue sur l'ouvrage, il est possible d'utiliser un béton autoplaçant (BAP) qui est mis en place par pompage (par exemple, cette solution a été utilisée lors des réparations du pont de Verberie sur l'autoroute A 1) ;

Photo n° 38 : entretoise d'ancrage en BAP du pont de Verberie sur l'autoroute A1 *(crédit photo D. Poineau)*

- un système de tirants-butons pour équilibrer les sollicitations parasites et éviter une flexion d'axe vertical des âmes puisque l'effort de précontrainte est excentré par rapport au plan moyen de l'âme (par exemple, pendant les réparations du viaduc courbe de Rombas, près de Metz, faute d'un dispositif équilibrant les flexions, une âme s'est fissurée lors d'une mise en tension mais les désordres auraient pu être beaucoup plus graves).

Si les massifs d'ancrage sont liés aux deux hourdis comme décrit ci-devant, il peut être possible de supprimer le système tirants-butons.

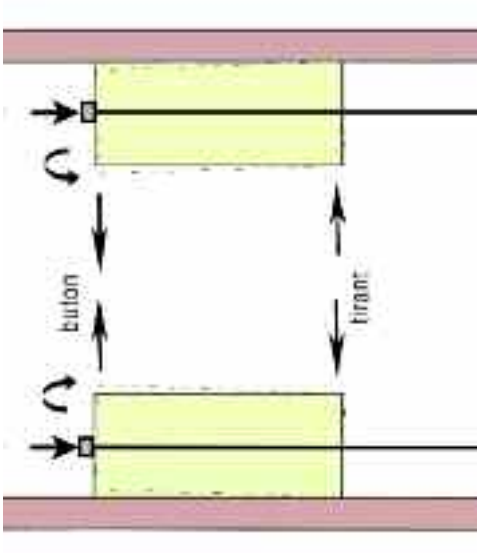

Figure n° 74 : intérêt du système du tirant –buton

Si les tirants et les butons sont en béton armé ou précontraint, il faut couler ces pièces en deux phases en prévoyant un noyau de clavage final central pour réduire les effets défavorables **des retraits différentiels.** Un réglage de la poussée du buton au moyen de vérins est envisageable et le tirant peut être précontraint (se reporter à la figure n° 75).

Les tirants et butons métalliques ne présentent pas les inconvénients des tirants et des butons en béton armé ou précontraint en matière de retrait différentiel (se reporter à la photo n° 35 ci-devant).

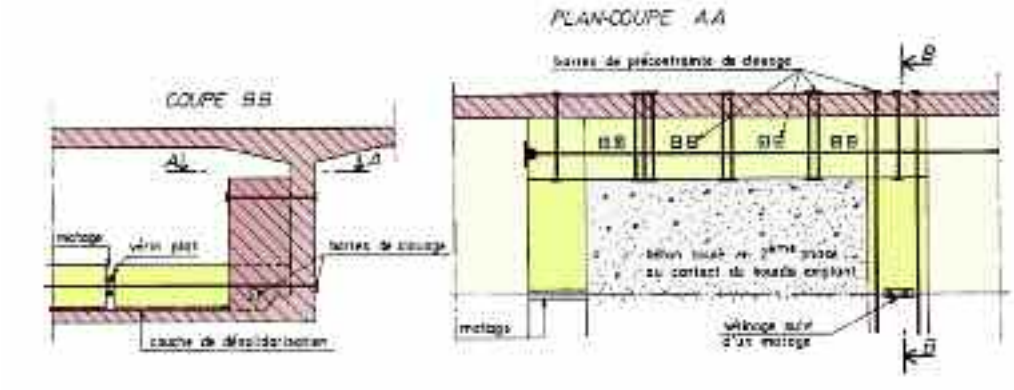

Figure n° 75 : massif d'ancrage avec un tirant en béton précontraint et un buton en béton armé

Dans le cas où l'on réalise un massif d'ancrage constituant une véritable entretoise cousue à la fois sur les âmes et les hourdis, l'expérience montre qu'il faut disposer les ancrages des câbles additionnels au niveau du centre de gravité du périmètre de celle-ci de façon à avoir des efforts de glissement sensiblement constants. Il faut tenir compte de ce que, dans les angles, l'entretoise ne transmet qu'une faible réaction, ce qui majore d'autant les efforts de glissement.

Il y a donc lieu de faire une étude fine (par exemple, par la méthode des éléments finis avec les limites qui s'imposent comme indiqué dans le **guide du Sétra** sur la diffusion des efforts concentrés) pour disposer correctement les armatures de couture. Il faut tenir compte, d'une part, **de la diffusion spatiale des efforts de précontrainte** par l'intermédiaire d'un système de bielles comprimées et de tirants (se reporter à la figure n° 76) et, d'autre part, des effets des différents retraits différentiels.

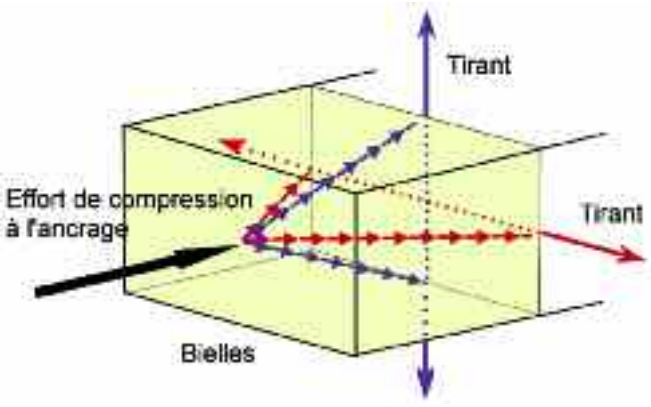

Figure n° 76 : diffusion spatiale de la précontrainte par bielles et tirants

Rappel : il faut aussi s'assurer de la résistance du hourdis supérieur appuyé sur l'entretoise et de celle du hourdis inférieur sous le poids de l'entreroise.

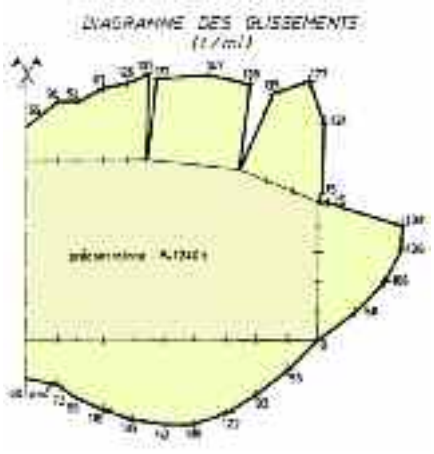

Figure n° 77 : diagramme des efforts de cisaillement à équilibrer par les armatures de couture au pont de Labéraudie

Photo n° 39 : injecteurs en place le long de la reprise de bétonnage au pont de Labéraudie *(crédit photo D. Poineau)*

Le volume de béton de ces massifs ou ces entretoises d'ancrage est important et voisin d'une dizaine de m^3. **Il est préférable d'arrêter le trafic des poids lourds** pendant leur bétonnage et le durcissement du béton à cause des risques de décollements le long des surfaces de reprise sous les vibrations. De plus, même si l'attache de ces massifs sur la structure est confiée à des barres de précontrainte, il faut sceller des armatures de béton armé pour assurer une couture entre les parties rapportées et la structure en attendant la mise en précontrainte des barres de clouage. Enfin, il faut prévoir **une injection de résine le long de la reprise de bétonnage** pour compenser les décollements de surface sous les effets des retraits (se reporter à la photo n° 39).

5.2.4 DISPOSITIFS DE LIAISON ANTIVIBRATOIRES DÉVIATEURS

5.2.4.1 Dispositifs de liaison

Dans le cas d'un tracé rectiligne, lorsque **les câbles sont libres sur de grandes longueurs,** il y a lieu de vérifier **l'état limite de stabilité de forme de la structure** et, si besoin est, de construire des dispositifs de liaison permettant aux armatures de précontrainte additionnelle de suivre les déformées de la structure, lors de l'application de charges extérieures (se reporter à la figure n° 78).

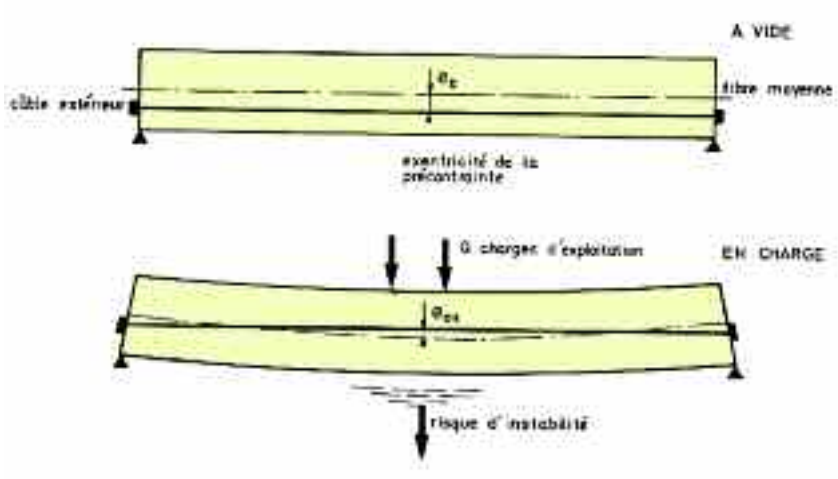

Figure n° 78 : risques d'instabilité de forme sous l'action de la précontrainte extérieure et des charges d'exploitation

5.2.4.2 Dispositifs antivibratoires

Il y a lieu de mettre en place des dispositifs antivibratoires destinés à limiter les risques de mise en résonance des armatures de précontrainte additionnelle sous l'effet des vibrations du tablier induites par la circulation (se reporter à la photo n° 40 et à la photo n° 41).

Il faut comparer **les périodes fondamentales de vibration des câbles et du tablier et leurs harmoniques** pour déterminer l'espacement des dispositifs. En général, l'espacement des dispositifs est de l'ordre de 15 à 20 mètres.

Photo n° 40 : dispositif antivibratoire au pont de Labéraudie *(crédit photo D. Poineau)*

Photo n° 41 : dispositif antivibratoire au pont du Maréchal Juin *(crédit photo LRPC de Lyon)*

Le tableau n° 5 ci-après montre les résultats des mesures effectuées sur deux ponts réparés par une précontrainte additionnelle extérieure.

Résultats des mesures		
Période fondamentale (exprimée en secondes)	**Câbles de précontrainte**	**Tablier**
Pont n°1	0,2	0,5[14]
Pont n°2	0,2	0,3

Tableau n° 5 : mesures des périodes fondamentales de vibration des câbles extérieurs et des deux tabliers de ponts renforcés

Le paragraphe 5.2.5 au-dessous donne des formules permettant d'évaluer rapidement les périodes de vibration des câbles et des tabliers. Pour de plus amples informations, le lecteur est invité à consulter **le guide de l'AFGC : évaluation du comportement vibratoire des passerelles piétonnes sous l'action des piétons de juin 2006.** En effet, ce document donne la démarche à suivre pour déterminer les périodes propre de vibration d'une structure ainsi que des formules applicables à des poutres soumises à diverses conditions d'appui.

5.2.4.3 Déviateurs

Dans le cas d'un tracé polygonal, il faut prévoir des déviateurs en travée et sur appuis, qui sont chargés d'équilibrer les efforts développés par les armatures de précontrainte additionnelle (poussées au vide et frottements en courbe).

[14] *Ceci correspond à une fréquence de 2 hertz.*

> Les déviateurs appartiennent aux deux types suivants :

- les déviateurs du type bossage ;
- les déviateurs du type montant ou entretoise.

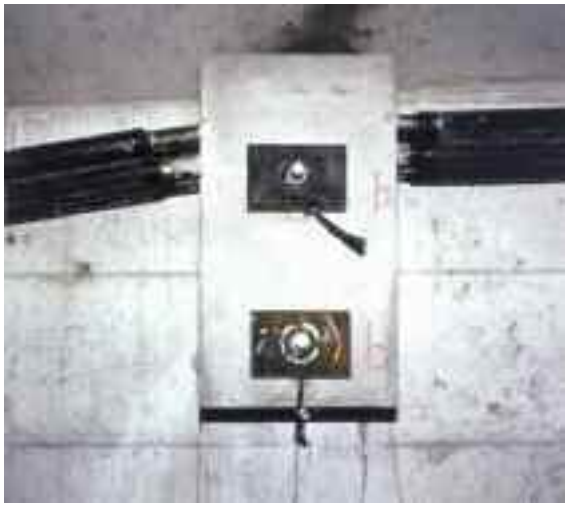

Photo n° 42 : déviateur de type bossage au pont sur l'Arve n°2 *(photo LRPC)*

Les déviateurs du type bossage (se reporter à la photo n° 42) sont constitués, soit par des blocs de béton armé coulés en place ou préfabriqués, soit par un assemblage mécano soudé de pièces métalliques, lié à la structure existante par des barres de précontrainte ou des boulons à serrage contrôlé. Les déviateurs métalliques peuvent être conçus pour pouvoir être réglés en position.

Les déviateurs du type montant ou entretoise disposés en travée sont constitués, soit par des éléments en béton armé coulés en place, soit par des structures métalliques. Ces déviateurs sont liés à la structure, soit par des armatures scellées, soit par des armatures de précontrainte. Ce type de déviateur est quasiment identique à celui réalisé dans un ouvrage neuf à précontrainte extérieure.

> Ils présentent l'avantage de bien répartir l'effort dans la structure, mais ils nécessitent, pour que les poussées au vide exercées par les câbles déviés puissent s'appuyer correctement sous les goussets supérieurs :

- soit un bétonnage jusqu'au niveau des goussets grâce à l'ouverture d'une cheminée de bétonnage et vibration dans le hourdis supérieur (se reporter à la figure n° 79) ;
- soit un remplissage en béton jusqu'au niveau des goussets supérieurs complété par un mortier de matage (ou calage) en partie haute (se reporter à la figure n° 80).

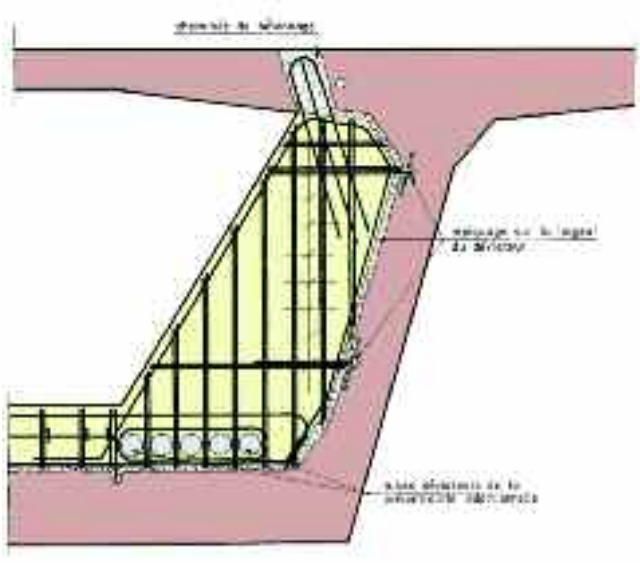

Figure n° 79 : déviateur en béton armé en forme de V

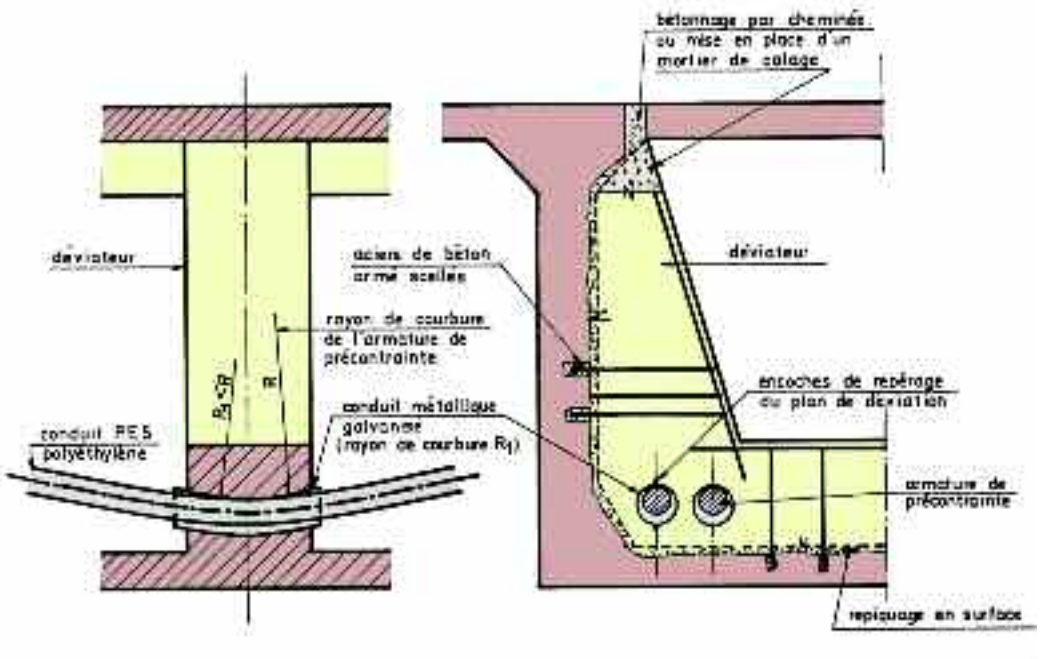

Figure n° 80 : détails de conception d'un déviateur

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Photo n° 43 : déviateur intermédiaire au pont de Châlons-en-Champagne *(crédit photo D. Poineau)*

Au droit des appuis intermédiaires du tablier (au niveau des piles), les déviateurs sont constitués, soit par les entretoises existantes dans lesquelles, après carottage de celles-ci, sont scellés avec un mortier (spécial pour scellement) les tubes de déviation, soit par un massif de béton lié aux entretoises (se reporter à la photo n° 44)

Photo n° 44 : déviateur au droit d'une entretoise sur pile au pont de Châlons-en-Champagne *(crédit photo Sétra)*

La démontabilité de la précontrainte peut être obtenue par une solution dite : **«de déviation à double paroi»** comme pour les ouvrages neufs (se reporter à la figure n° 81). Le terme, impropre de **«double tubage»** est parfois employé.

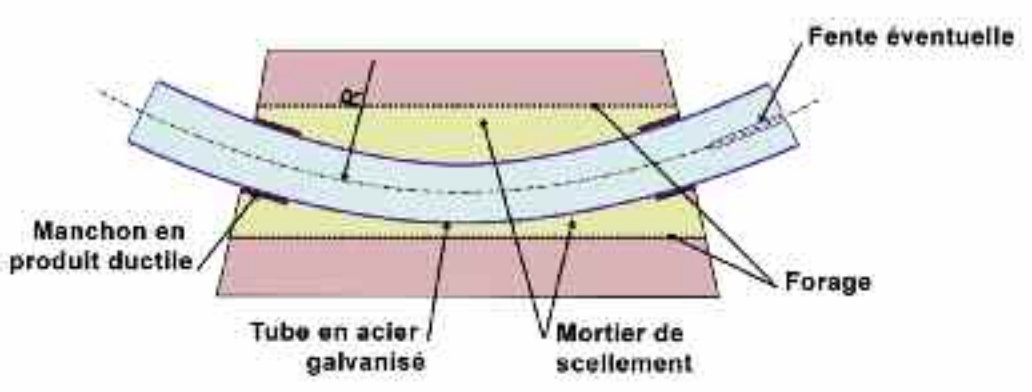

Figure n° 81 : principe de scellement d'un tube courbe de déviation

Photo n° 45 : tube métallique de déviation fendu au pont de Châlons-en-Champagne *(crédit photo Sétra)*

Pour éviter **d'endommager la gaine,** comme le montre la photo suivante, les extrémités des tubes sont évasées en trompette ou comportent des fentes…

Photo n° 46 : pincement de la gaine à la sortie d'un tube déviateur *(crédit photo D. Poineau)*

Le calcul et l'exécution des déviateurs reposent sur les mêmes principes que ceux développés pour les bossages d'ancrage ci-après.

5.2.5 FORMULES PERMETTANT D'ÉVALUER LES PÉRIODES DE VIBRATION D'UN CÂBLE ET D'UNE POUTRE

> La période propre de vibrations Tc d'un câble, supposé sans inertie, est donnée par la relation suivante :

$$T_c = 2l\sqrt{\frac{\rho}{\sigma}}$$

Tc : période fondamentale de vibration exprimée en secondes ;

l : longueur du câble entre points de fixation exprimée en mètres ;

ρ : masse volumique du câble exprimée en kg/m^3 (câble + gaine + protection) ;

σ : contrainte de traction du câble exprimée ici en kgf/m^2.

> L'équation aux dimensions donne un résultat exprimé en secondes pour la période de vibration :

$$\text{Période} = L\sqrt{\frac{ML^{-1}}{MLT^{-2}L^{-2}}} = T \text{ (unité de temps)}$$

> La période propre de vibration Tt d'une poutre formant travée indépendante de portée «l» d'inertie constante et de masse linéique «m» est donnée par la relation suivante :

$$T_t = \frac{\pi}{5}\sqrt{\frac{ml^4}{EI}}$$

Tt : période fondamentale de vibration exprimée en secondes

l : portée exprimée en mètres

m : masse volumique de la poutre

E : module de déformation instantanée du béton en kgf/m^2

I : inertie de la section en m^4

Si la poutre d'inertie constante est continue, on la remplace par une travée indépendante de portée «L» présentant la même flèche sous le même cas de charge. Pour les structures plus complexes, **il est préférable d'utiliser un logiciel adapté pour calculer la période propre.**

> Les périodes harmoniques sont données par :

$$T_i = \frac{T}{n} \text{ (avec } n = 1, 2, 3 \ldots)$$

La mesure de la période propre de vibration d'un câble extérieur *permet d'estimer* ***la contrainte de traction de ce câble,*** *donc sa force de précontrainte. Ce procédé n'est applicable aux barres de précontrainte qu'après un étalonnage préalable de quelques barres par un autre procédé. En effet, il est très difficile de définir les conditions d'encastrement d'une barre à ses extrémités.*

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

5.2.6 JUSTIFICATION DES EFFORTS DE SERRAGE DES BOSSAGES, DES MASSIFS D'ANCRAGE ET DES DÉVIATEURS

5.2.6.1 Généralités

Les formules permettant de dimensionner l'effort de serrage d'un bossage d'ancrage ou d'un déviateur **qui figurent dans la norme NF P 95-104 de décembre 1992 sont justifiées ci-après dans le présent paragraphe.**

Il est à noter que **l'effort de serrage peut valoir entre 2 et 4 fois l'effort à attacher** en fonction de la nature du matériau du bossage ou du déviateur et de la préparation de surface du béton de la structure !

5.2.6.2 Résultats d'essais de cisaillement

La règle des coutures généralisée s'écrit, dans le cas où les armatures passives sont perpendiculaires au plan de cisaillement sur lequel s'exerce une contrainte de compression «σ_U» et si le coefficient de frottement (φ) entre les deux surfaces peut être pris égal à l'unité :

$$\frac{A_s f_e}{b_o s_t \gamma_s} = \tau_u - \sigma_u$$

En posant :

$$\varpi = \frac{A_s}{b_o s_t}$$

La formule devient :

$$\sigma_u + \varpi \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \tau_u$$

Les essais effectués par M. Fouré au Centre d'Essai des Structures (CES) du CEBTP (série essais et mesures n° 109 des Annales de l'ITBTP) sur les surfaces de reprise béton sur béton donnent des résultats qui différent suivant la préparation de la surface de reprise[15].

[15] *Ces essais ont permis d'établir les recommandations pour l'exécution des reprises de bétonnage élaborées par le CEBTP, la FFB et le Sétra (2000).*

> Cas des surfaces lisses :

En négligeant l'effet aléatoire du collage du béton frais sur le béton durci, l'effet de goujon des armatures de limite élastique **fe** ainsi que les coefficients de sécurité, l'effort ultime (à rupture) et qui est dû à un effet de frottement vaut :

$$\varphi(\sigma_n + \varpi f_e) = \tau_u \text{ avec } 0{,}55 < \varphi < 0{,}65$$

Le coefficient de frottement φ est quasiment indépendant de la résistance du béton en compression **fcj**. Cependant, cet effet résistant est obtenu après **de grands glissements** incompatibles avec un comportement satisfaisant en service. **Donc, dans un tel cas, il faut obligatoirement que l'effort normal seul équilibre le glissement à l'ELS comme suit :**

$$\varphi.\sigma_{ser} \geq \tau_{ser}$$

> Cas des surfaces rugueuses avec indentations :

Les indentations doivent être ≥ 3 mm et la réalisation de la reprise de bétonnage conforme à l'article 84.3 du **fascicule 65 du CCTG. Il est cependant préférable de passer la hauteur des indentations à 5 mm compte tenu de l'importance de la maîtrise du coefficient de frottement.** Cette exigence est basée sur les résultats des essais effectués au **CEBTP** et qui sont à l'origine des **«Recommandations pour l'exécution des reprises de bétonnage»** parues en mars 2 000 sous l'égide du CEBTP, de la FFB et du Sétra.

ATTENTION : la norme NF P 95-104 *(décembre 1992, donc antérieures aux essais du CEBTP) indique dans son tableau n° 2 qu'il faut* ***repiquer le béton jusqu'aux armatures*** *passives pour obtenir un coefficient de frottement de 1. Cette exigence,* ***très traumatisante pour la structure,*** *n'est pas étayée par des essais comme ceux susvisés. Il est conseillé de ne pas faire appliquer cette règle, sauf si les investigations préalables ont montré une corrosion avancée des armatures passives.*

> L'effort ultime sans faire intervenir les coefficients de sécurité vaut :

$$C + \varphi(\sigma_n + \varpi f_e) = \tau_u$$

C : est un terme de cohésion fonction de **ftj,** la résistance à la traction du béton, qui se déduit de la résistance en compression, **fcj**

φ : est un coefficient de frottement interne fonction de fcj, qui devient <1 pour les très faibles valeurs de **fcj**

> Les formules de l'effort ultime proposées par M. Fouré sont les suivantes :

- Sans risque de fatigue :

$$0{,}50 f_{c} + 0{,}45 \sqrt[3]{f_{c}^{2}(\sigma_{c} + \sigma f_{c})} = \tau_{c}$$

- Avec risque de fatigue (le terme cohésion «C» n'intervient plus) :

$$0{,}40 \sqrt[3]{f_{c}^{2}(\sigma_{c} + \sigma f_{c})} = \tau_{c}$$

5.2.6.3 Coefficient de frottement φ pour divers états de surfaces

Les valeurs de φ issues des essais du CES permettent de fixer la valeur limite du cisaillement τ_u pour une contrainte normale σ_u donnée (se reporter au tableau n° 6).

Dans le cas des surfaces lisses (béton coulé sur béton durci), il s'agit de la valeur ultime avant glissement. **Dans le cas des surfaces rugueuses,** il s'agit de la valeur résiduelle τ_m après rupture lors du glissement.

État de surface de la reprise	Lisse et graissée	Coffrée lisse	Coffrée et striée (1,5 mm de profondeur et 3,5 à 5 mm de largeur)	Rugueuse	Crantée (clefs) d'après les essais de M. Pommeret
Coefficient de frottement φ	0,50	0,70	0,70 à 1,00	1,05 (très dispersé)	1,30

Tableau n° 6 : valeurs de coefficients de frottement en fonction du traitement de la surface de reprise

Des essais effectués au LCPC donnent les valeurs probables suivantes (se reporter au tableau n° 7). Les valeurs du coefficient de frottement de ce tableau ont été reprises dans la norme **NF P 95-104** déjà citée.

Type de bossage	Coefficient de frottement φ
Bossage en béton coulé en place contre le béton de la structure avec un repiquage soigné jusqu'aux armatures	1,00
Bossage en béton coulé en place contre le béton de la structure simplement nettoyé	0,75
Bossage en béton préfabriqué avec interposition d'une résine entre le bossage et le béton de la structure	0,50
Bossage métallique en tôle striée posé sur un béton frais	0,45
Bossage métallique en tôle striée avec interposition d'une résine ou d'un mortier de calage entre le bossage et le béton de la structure	0,37

Tableau n° 7 : résultats d'essais du LCPC relatifs aux coefficients de frottement

Le tableau n° 8 donne les résultats des essais (renforcement du pont sur le canal du centre près de Mâcon) sur des bossages en acier avec interposition d'un mortier de résines qui montrent l'importance sur le coefficient de frottement de la granulométrie du sable du mortier.

Granulométrie du sable du mortier	Coefficient de frottement φ
0/5 mm	0,40
0/1,25 mm	0,90

Tableau n° 8 : autre résultat d'essai du LCPC relatif aux coefficients de frottement

> Les tableaux n° 9 et n° 10 donnent les résultats d'essais de Freyssinet International :

Bossage métallique en tôle striée avec interposition d'un mortier de calage					
Type de mortier de calage	Temps de durcissement (heures ou jours)	Résistance à la compression (bars)	Coefficient T/N		Observations
			Au début du glissement	Pendant le glissement	
N°1 avec primaire d'accrochage	42h	100	0,96	0,66	Cisaillement du mortier au droit de la tôle sur les deux faces
		250	0,60	0,09	Cisaillement du mortier au droit de la tôle sur les deux faces
	12 j	250	0,83	0,66	Cisaillement du mortier au droit des stries sur une face et au droit du béton sur l'autre face
Mortier N°2	6h	100	2,10	0,94	Cisaillement du mortier au droit des stries sur les deux faces
		250	0,91	0,24	Cisaillement du mortier au droit des stries sur une face et au droit du béton sur l'autre face
Mortier N°3	3j	100	1,06	0,45	Cisaillement du mortier au droit des stries sur les deux faces
		250	0,79	0,44	Cisaillement du mortier au droit des stries sur les deux faces

Tableau n° 9 : résultats de mesures de coefficients de frottement effectués par Freyssinet

Bossage métallique en tôle striée avec interposition d'une résine					
Type de résine	Béton de la structure	Résistance à la compression (bars)	Coefficient T/N		Observations
			Au début du glissement	Pendant le glissement	
Résine N°1	Brut de décoffrage	100	0,416	0,15	Cisaillement de la résine au droit de la tôle
		250	0,36	0,15	
		350	0,43	NR	
Résine N°2	Brut de décoffrage 6h	100	0,37	0,26	Cisaillement du mortier au droit des stries sur les deux faces
		250	0,36	0,32	Cisaillement du mortier au droit des stries sur une face et au droit du béton sur l'autre face
	Bouchardé	100	0,34	0,25	Décollement de la résine au droit de la tôle
Résine N°3	Brut de décoffrage	100	0,39	0,27	Râpage de la peau du béton
		350	0,48	0,41	
	Brut de décoffrage	50	0,56	0,36	
		100	0,38	0,44	
	Bouchardé	50	0,54	0,49	Marquage des stries de la tôle et effritement du béton
		100	0,41	0,37	

Tableau n° 10 : autres résultats de mesures de coefficients de frottement effectués par Freyssinet

CONCLUSIONS :

Ces résultats montrent ***qu'il faut être extrêmement prudent*** *dans le cas d'une mise en place de* ***bossages préfabriqués en béton ou métalliques,*** *qui nécessitent l'interposition d'un mortier de calage ou d'une résine entre le bossage et le béton de la structure. La valeur du coefficient de frottement influe sur le dimensionnement de la force de clouage (le nombre des armatures actives et/ou passives). Dans un tel cas, en l'absence de justifications basées sur des essais précédents et récents,* ***des essais de convenance*** *sont à prévoir pour déterminer une valeur probable du coefficient de frottement* φ.

5.2.6.4 Résultats d'essais de mise en tension de barres de précontraintes très courtes

Nombre de serrages	Ancrages bruts			Ancrages rectifiés (conformes aux tolérances d'usinage		
	Tension mesurée T (KN)	% de pertes To-T/100.To	Dispersion %	Tension mesurée T (KN)	% de pertes To-T/100.To	Dispersion %
1	561,3	23,5	+38	546,3	25,6	+50
			-51			-62
2	598,3	18,5	+35	630,3	18,2	+82
			-64			-48
3	625,3	14,8	+39	659,3	10,2	+73
			-53			-29
4	646,3	12	+55	682,3	7	+25
			-42			-15
5	661,3	9,9	+59	690,3	6	+16
			-66			-22

Tableau n° 11 : résultats d'essais de mise en tension de barres très courtes effectués au LCPC

Le tableau n° 11 ci-dessus est issu d'essais effectués au **LCPC** par M. Chabert sur des barres de précontrainte de 36 mm de diamètre et de 750 mm de longueur. Ces barres ont été tendues à **0,7 Frg** (734,3 KN) puis leur tension résiduelle a été mesurée après serrage de l'écrou et relâchement du vérin. **Ce tableau montre que la tension de serrage souhaitée n'a pas pu être obtenue.**

> Conclusions : tous ces résultats montrent la variabilité du coefficient de frottement et la difficulté pour obtenir la tension de barres très courtes. Il faut donc :

- prendre des précautions particulières lors de la mise en tension des barres courtes. Ces précautions figurent à l'article n°104 du **fascicule 65 du CCTG,**
- utiliser des barres lisses filetées en extrémité (filets roulés) qui présentent moins de pertes que les barres nervurées,
- appliquer un coefficient de minoration $\gamma p < 1$ sous l'effort de serrage, pour tenir compte de la très grande sensibilité de celui-ci à la rentrée de l'ancrage, aux tolérances du filetage, aux déformations de la plaque d'ancrage et du mortier de calage.

5.2.6.5 Justification des bossages et des massifs d'ancrage

Les formules qui suivent sont issues d'un document provisoire du **CEB élaboré par M. Virlogeux.** Elles ont été intégrées dans **la norme NF P 95-104.** Le présent document justifie et compète les formules du CEB et de la norme.

Compte tenu des risques que présenterait la rupture d'un bossage ou d'un massif d'ancrage (en effet, le glissement d'un bossage a déjà été constaté lors des travaux de réparation d'un pont situé dans le nord de la France), il paraît plus prudent de s'appuyer sur la formule issue du comportement des surfaces lisses. Il faut donc considérer le frottement φ **juste après le début de l'amorce de glissement,** sans faire intervenir le coefficient de frottement interne du matériau.

> Les vérifications à effectuer s'étalent sur trois périodes :

- lors de la mise en tension des armatures de clouage ;
- lors de la mise en tension des armatures de la précontrainte additionnelle et après une partie des pertes de tension des armatures de clouage (vérification généralement prépondérante) ;
- après la totalité des pertes dans les deux types d'armatures de précontrainte.

5.2.6.5.1 Cas où le clouage fait appel uniquement à des armatures de précontrainte

Les justifications sont à faire à l'ELS pour s'assurer que les déformations et les contraintes restent dans des limites raisonnables. Ces calculs sont effectués avec la valeur probable **Pm** de la précontrainte à ancrer et la valeur probable de la précontrainte de serrage **Np** minorée par **0,85** :

$$0{,}85 N_p \varphi \geq P_m \quad \textbf{[A]}$$

La sécurité doit aussi être assurée à l'ELU avec une majoration par **1,35** de la force de précontrainte probable à ancrer **Pm**, une minoration par **0,85** de la force probable de serrage **Np** et une réduction par **1,20** du coefficient de frottement φ :

$$0{,}85 N_p \frac{\varphi}{1{,}2} \geq 1{,}35 P_m \quad \textbf{[B]}$$

> Cette formule peut se mettre sous la forme :

$$K = \frac{N_p}{P_m} = \frac{1{,}9}{\varphi}$$

En remplaçant φ dans cette expression par les valeurs probables issues des essais du **LCPC** (tableau n° 7), on trouve que le rapport **Np/Pm** varie sensiblement **entre 2 et 4** comme annoncé dans le paragraphe 5.2.6 ci-dessus :

Valeur du coefficient de frottement φ	Coefficient K
1 ou 0,9*	1,9 ou 2,1
0,50 ou 0,40	3,8 ou 4,75

Tableau n° 12 : valeur du coefficient K = Np/Pm en fonction de celle du coefficient de frottement

5.2.6.5.2 Cas où le clouage fait appel à des armatures de précontrainte et des armatures de béton armé (de section totale A_{st})

> À l'ELS, on néglige la présence de ces armatures passives qui, pour se mobiliser, nécessitent l'amorce d'un déplacement. On retrouve la formule [A] ci-devant :

$$0,85 N_p \frac{\varphi}{1,2} \geq P_m \quad \textbf{[C]}$$

> À l'ELU, la formule [B] se transforme comme suit :

$$\left[0,85 N_p + A_{st} \frac{f_e}{\gamma_s}\right] \frac{\varphi}{1,2} \geq 1,35 P_m \quad \textbf{[D]}$$

REMARQUE : *dans certains cas, il est possible d'envisager de réaliser l'accrochage d'un bossage, voire d'un massif d'ancrage,* ***uniquement par des armatures de béton armé*** *convenablement scellées sous réserve que le bossage, ou le massif, soit coulé en place après une préparation de surface très soignée. Cela doit demeurer exceptionnel.*

> La formule [D] se transforme comme suit :

$$\frac{A_{st} f_e}{\gamma_s} \frac{\varphi}{1,2} \geq 1,35 P_m \quad \textbf{[E]}$$

Pour les massifs d'ancrage et les entretoises rapportées, outre les dispositions particulières évoquées précédemment dans le présent guide, il y a lieu de coudre les effets des différents retraits et de renforcer le corps de la pièce pour la même raison.

5.2.6.6 Justification des déviateurs

Les efforts de traction «N», qui sont **dus** à la poussée au vide exercée par les câbles déviés, doivent être équilibrés en adoptant des règles de calcul basées sur les mêmes considérations de sécurité que pour les massifs d'ancrage.

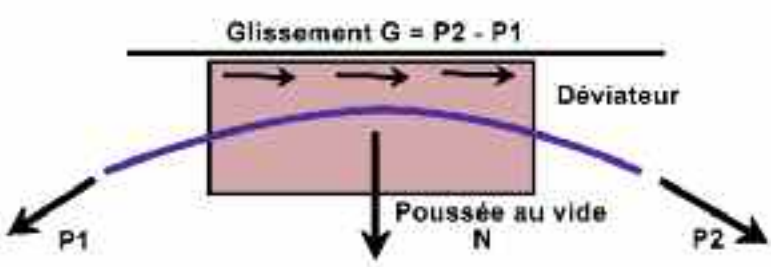

Figure n° 82 : efforts appliqués à un déviateur

NOTE : *si l'armature de précontrainte n'est pas dans un plan horizontal, la poussée au vide comporte deux composantes :*

- une verticale qui créée un effort de glissement vertical s'ajoutant à l'effort de glissement horizontal G ;
- une horizontale qui créée un effort de traction.

> Cas où il n'y a que des armatures de précontrainte :

ELS : $0,85.N_p \geq N$ **[F]**

ELU : $0,85.N_p \geq 1,35.N$ **[G]**

> Cas où il y a des armatures de précontrainte et de béton armé :

ELS : $0,85.N_p \geq N$ **[H]**

ELU : $0,85.N_p + \frac{A_s.f_e}{\gamma_s} \geq 1,35.P_m$ **[I]**

Lorsqu'il y a, en outre, un effort de glissement «G» à équilibrer, on applique les formules **[A]** à **[D]** en tenant compte de ce que **l'effort de serrage «Np», est réduit par l'effort de traction «N».**

À l'ELS [A] **devient :** $[0,85.N_p - N].\varphi \geq G$

À l'ELU [B] **devient :** $[0,85.N_p - 1,35N]\frac{\varphi}{1,2} \geq 1,35.G$

5.2.6.7 Dimensionnement rapide d'un bossage ou d'un massif d'ancrage

Pour un premier dimensionnement, il est possible de se rattacher aux études entreprises et aux mesures effectuées à l'occasion de la réparation du pont de Lestelle. Chaque nervure de l'ouvrage devait être équipée d'un bossage chargé d'y transférer la précontrainte additionnelle soit **P_{mo} = 625 tf** à la mise en tension :

- effort de serrage N_p ~$2P_{mo}$;
- glissement au niveau de la surface de reprise : 2/3 à 3/4 P_{mo} sur L/2 à équilibrer par des barres de serrage à regrouper sur la partie arrière du bossage ;
- effort d'entraînement à équilibrer dans l'âme à l'arrière du bossage ~$P_{mo}/2$;
- effort de diffusion sous forme d'un effort de traction vertical et à mi-hauteur de l'âme ~0,05 P_{mo} + 0,06 N_p

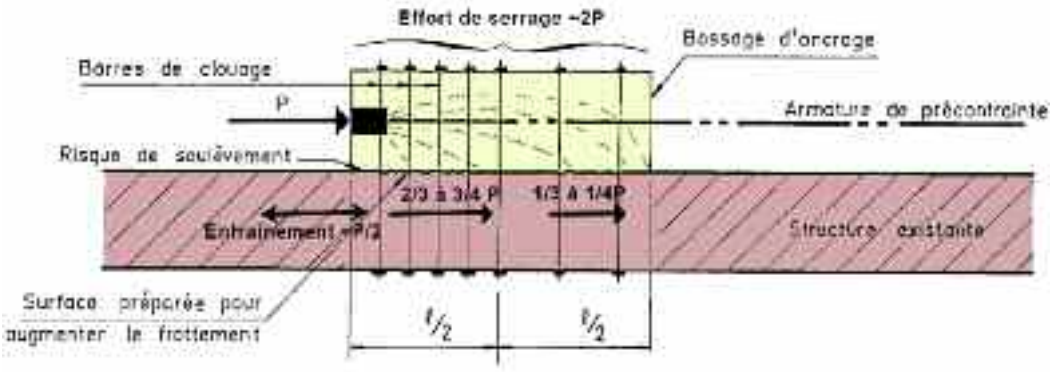

Figure n° 83 : mode de fonctionnement du bossage d'ancrage

Ensuite, un calcul aux éléments finis permet de finaliser le projet de la couture d'attache.

5.3.1 CAS DES TABLIERS À POUTRES-CAISSONS ET À NERVURES

Dans les ouvrages à poutre-caisson, à nervures..., le plus souvent, **la résistance à la flexion transversale des hourdis fait appel aux armatures passives de béton armé.** Il est donc très rare d'avoir à renforcer les hourdis de tels ouvrages.

Il y a lieu cependant de citer en exemples les réparations du hourdis du pont de Rena-Bianca en Corse où, durant sa construction, une partie des armatures de béton armé du hourdis n'avaient pas été mise en place. La réparation a été réalisée par une précontrainte transversale du hourdis au moyen de monotorons gainés-protégés. Ces monotorons ont été scellés par un mortier de calage dans des encoches réalisées par sciage et d'une profondeur inférieure à l'enrobage des armatures (3 cm). Avant la réalisation des encoches, une campagne de mesure des enrobages a permis de s'assurer que la préparation proposée était réalisable.

Des barres de béton armé ou des joncs en matériaux composites scellés dans des encoches ou des matériaux composites collés sous forme de plaques ou tissus peuvent également être utilisés dans de telles réparations (se reporter au **guide FABEM 7**).

Enfin, il est aussi possible de mettre en place des armatures de béton armé en sous-face du hourdis qui sont ensuite enrobées par un béton projeté. Ce béton doit être lié au hourdis par des aciers de couture scellés dans le hourdis (se reporter au **guide FABEM 7**). Le renforcement peut aussi avoir lieu par le dessus (se reporter au **guide FABEM 1**).

5.3.2 CAS DES TABLIERS DES PONTS À POUTRES PRÉFABRIQUÉES DE TYPE VIPP

Dans les hourdis des tabliers des VIPP des deux premières générations (jusqu'aux années 70), la résistance à la flexion transversale a été, le plus souvent, réalisée par **une précontrainte transversale** et **sans une continuité des armatures passives.** En cas de rupture par corrosion des armatures de précontrainte (en général dans la zone du fil d'eau), la force portante du hourdis devient insuffisante et la sécurité des usagers peut se trouver menacée.

Figure n° 84 : absence de continuité du ferraillage transversal du hourdis

Le calcul des dalles précontraintes comprises entre les poutres était effectué (se reporter aux règles de **l'instruction provisoire n°1** de 1965 dites **IP 1** et à la figure ci-après) en admettant que, sous l'action du moment fléchissant total appliqué (M_G sous charges permanentes et M_Q sous charges d'exploitation), le béton pouvait être en traction, soit jusqu'au niveau de la fibre inférieure du conduit (cas des charges routières), soit jusqu'à l'axe du conduit (cas des charges militaires). Il n'y avait pas obligation de mettre en place des armatures de béton armé pour équilibrer les tractions. Cependant, les tractions n'étaient pas admises dans les parties du hourdis en encorbellement. Bien entendu, à vide, la section devait rester entièrement comprimée.

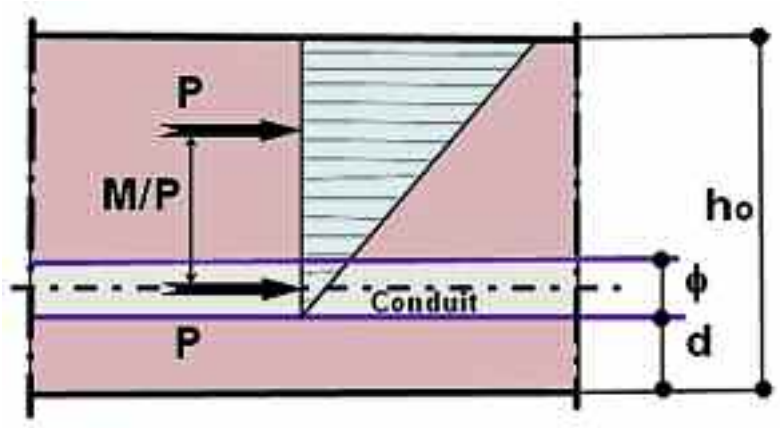

Figure n° 85 : principe de calcul d'une dalle précontrainte avec déplacement du centre de pression

Lorsque (cas très rares de certains tabliers très anciens), la précontrainte transversale est disposée dans **un béton de renformis à la surface du hourdis ou dans des encoches,** la solution est de la remplacer entièrement puisqu'elle peut être rendue accessible en enlevant le béton d'enrobage des câbles par hydrodémolition. Il y a lieu de citer comme exemple les réparations du hourdis du pont de Rosbrück sur la RN3.

> Lorsque la précontrainte transversale est interne au béton du hourdis, plusieurs solutions de réparation peuvent être envisagées :

- la mise en place d'armatures de béton armé en sous-face du hourdis à enrober par un béton projeté. Ce béton doit être lié au hourdis par des aciers de couture scellés dans le hourdis (se reporter au **guide FABEM 7**). Le renforcement peut aussi avoir lieu par le dessus (se reporter au **guide FABEM 1**) ;
- la mise en place de joncs en matériaux composites scellés dans des encoches ou des matériaux composites collés sous forme de plaques ou tissus (se reporter au **guide FABEM 7**) ;

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Photo n° 47 : précontrainte transversale additionnelle du viaduc de Pré-Claou *(crédit photo D. Poineau)*

- la réalisation d'une nouvelle précontrainte transversale à l'aide de monotorons gainés-protégés. Une telle réparation a été effectuée au viaduc de Pré-Claou près du barrage de Saint-Cassien dans le Var (route secondaire en trafic). La précontrainte transversale existante a été remplacée par deux lignes de monotorons gainés-protégés. La première ligne a été disposée en sous-face du hourdis, ce qui a nécessité le percement des goussets supérieurs des poutres. La seconde ligne a été disposée sur le hourdis dans des tubes métalliques, eux-mêmes enrobés dans un mortier de renformis collé à la surface du béton du hourdis (se reporter à la photo n° 47).

Le cas où la structure est soumise en supplément à des efforts concentrés (ancrages de câbles, réactions d'appui…) est traité dans la suite du texte au paragraphe 5.5.2 au-dessous.

5.4.1 CONCEPTION

> La précontrainte transversale additionnelle peut être réalisée :

- au moyen d'étriers actifs verticaux ou inclinés, extérieurs ou intérieurs au béton ;
- par une précontrainte longitudinale additionnelle avec un tracé polygonal), voire rectiligne (1) ;
- en combinant les deux procédés précédents.

NOTE (1) : *une simple compression longitudinale peut suffire mais, le plus souvent, il faut pouvoir bénéficier de la composante verticale apportée par l'inclinaison du tracé de la précontrainte additionnelle.*

5.4.2 ÉTRIERS ACTIFS

> Il s'agit de câbles, barres ou monotorons qui sont disposés :

- soit dans un forage réalisé sur toute la hauteur de l'âme. Il s'agit d'une précontrainte additionnelle «intérieure au béton» ;
- soit au voisinage de l'âme et ancrés dans les hourdis. Il s'agit d'une précontrainte additionnelle «extérieure au béton».

5.4.2.1 Étriers actifs intérieurs au béton

Cette première solution avec forage des âmes sur toute la hauteur des âmes est très satisfaisante sur le plan théorique, mais la réalisation des forages est très délicate et peut parfois être irréalisable du fait de la présence des armatures de précontrainte longitudinales existantes dans les âmes ou les goussets (câbles de fléau, de continuité…), voire de la précontrainte transversale existante dans les hourdis (le plus souvent, le hourdis supérieur).

Cette technique avec forage (se reporter à la figure n° 86) a été mise en œuvre, avec succès, plusieurs fois, aussi bien dans des ouvrages à âmes verticales (cas du pont Thinat à Orléans) que dans des ouvrages à âmes inclinées (cas du pont du Maréchal Juin à Lyon et du viaduc de Saint-Isidore).

L'espacement des forages ne doit pas être trop réduit afin de ne pas créer un plan de rupture dans les âmes de l'ouvrage.

Les précautions spécifiques à prendre lors de la réalisation des forages sont développées dans la suite du présent guide.

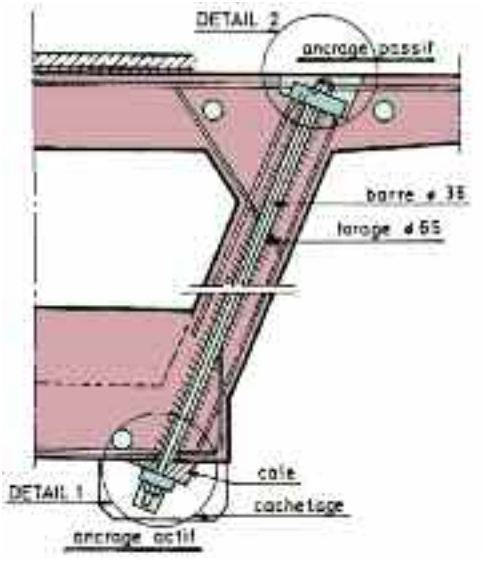

Figure n° 86 : étriers actifs de la précontrainte additionnelle des âmes du viaduc de Saint-Isidore

5.4.2.2 Étriers actifs extérieurs au béton

Cette **seconde solution** s'affranchit de la plupart des difficultés et des risques engendrés par la première solution lors du forage de l'âme sur toute sa hauteur. Il faut cependant tenir compte de la présence des câbles existants disposés dans les hourdis et les goussets. Il est souvent possible de disposer de la bande, libre de câbles, dans laquelle étaient disposés les trous de passage des suspentes du coffrage.

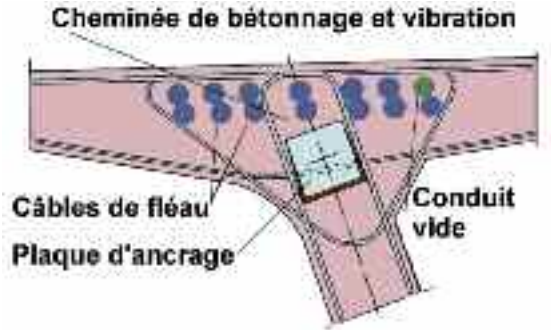

Figure n° 87 : la place disponible est souvent réduite

ATTENTION : *lorsque les ancrages des étriers actifs doivent être implantés hors de la masse du gousset (par exemple, suivant la direction AB sur la figure ci-dessous), outre les effets de la diffusion des efforts concentrés qu'ils exercent, ils soumettent le hourdis à* ***des efforts de flexion*** *qui doivent être équilibrés par le ferraillage existant.*

De plus, dans le cas où l'ancrage est implanté trop profondément, la bielle de compression qui rejoint l'âme ne peut être équilibrée par un tirant en l'absence d'armatures horizontales au niveau de la plaque d'ancrage.

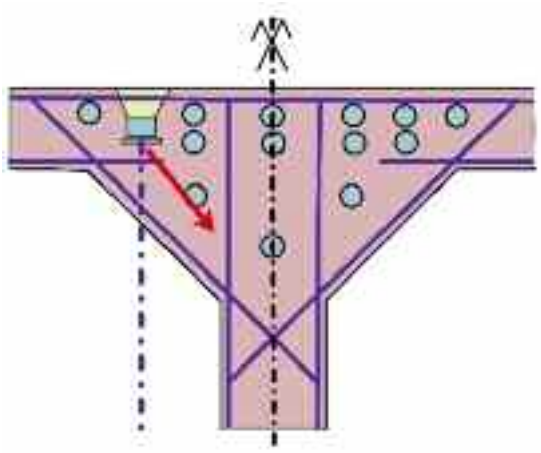

Figure n° 88 : la bielle comprimée doit être équilibrée par un tirant

Il est préférable de placer **les étriers actifs symétriquement par rapport à l'âme** pour éviter de créer des flexions parasites dans celle-ci (se reporter à la figure n° 88 et à la photo n° 48). Cette solution peut obliger à prévoir une poutre transversale sous l'âme pour pouvoir la comprimer, ce qui crée un impact visuel gênant et peut engager le gabarit disponible sous le tablier.

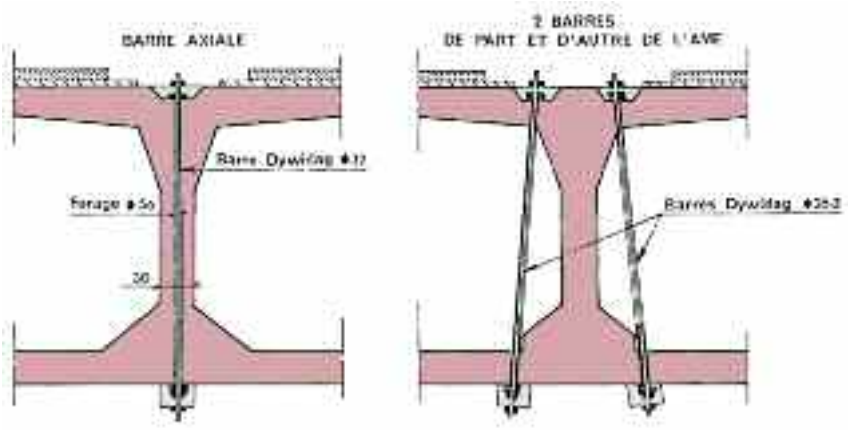

Figure n° 89 : étriers actifs au pont Thinat à Orléans

Photo n° 48 : étriers actifs en monotorons placés symétriquement de part et d'autre des nervures hautes
(crédit photo Freyssinet)

La précontrainte peut aussi être implantée dissymétriquement comme le montre la figure n° 90 ci-après. Une telle disposition limite l'impact visuel de la réparation puisque seules les têtes d'ancrage inférieures sont visibles. **Cette solution non symétrique est cependant déconseillée** si l'âme est nettement fissurée par l'effort tranchant à cause des flexions parasites qu'elle y impose, bien que l'hyperstaticité du cadre formé par une poutre-caisson ait tendance à créer des moments hyperstatiques qui recentrent l'effort de précontrainte. Les flexions parasites peuvent être, si nécessaire, équilibrées par la mise en œuvre de matériaux composites collés (plaques ou tissus).

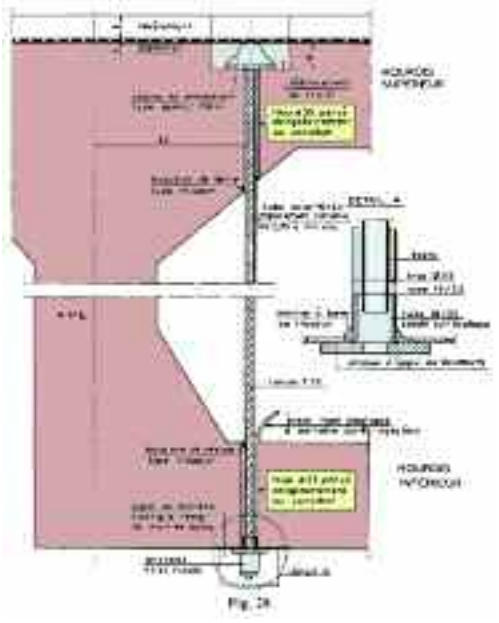

Figure n° 90 : étriers actifs de renforcement des âmes du pont d'Aurec

Il est aussi possible de disposer les étriers actifs à l'extérieur de la poutre-caisson, le long des âmes et du hourdis inférieur pour former une sorte de «corset». Cette disposition a été retenue au viaduc de la Boivre de l'autoroute A 10, au pont de Labéraudie près de Cahors (se reporter à la photo n° 49), au pont de Champigny-sur-Yonne…

Ce «corset» permet de réparer ou renforcer **les âmes** d'une poutre-caisson vis-à-vis de l'effort tranchant ou de la torsion et, en même temps, le **hourdis inférieur** contre des insuffisances vis-à-vis de la diffusion des efforts de précontrainte. Les réparations effectuées à l'aide de «corsets» en monotorons sur ce dernier pont sont détaillées dans la suite du présent guide.

Photo n° 49 : étriers actifs du pont de Labéraudie *(crédit photo D. Poineau)*

Pour le second ouvrage, **les étriers actifs ont été réalisés par des barres en acier inoxydable de haute nuance,** car l'espace entre les câbles de précontrainte dans les goussets supérieurs était trop faible pour pouvoir forer le passage de barres de précontrainte classiques et de leurs conduits de protection sans risquer de toucher et d'endommager ces armatures actives. D'autant qu'il est impossible de repérer par gammagraphie la position de câbles placés dans un gousset. Sur le troisième pont, **des monotorons** ont été utilisés (se reporter à la photo n° 52 ci-après).

Les résultats de cette technique de renforcement sont tributaires, en premier lieu, **du soin apporté, d'une part, à la mise en tension** d'armatures de faible longueur (ce point est visé par **l'article 104** du **fascicule 65 du CCTG**) et, d'autre part, **à la protection des têtes d'ancrage** contre la corrosion surtout celles qui sont placées immédiatement sous la chaussée (bien souvent la couverture de béton de cachetage est très faible à cause de **l'encombrement des têtes d'ancrage**).

RAPPEL : *il est préférable d'utiliser des barres lisses filetées à leurs extrémités plutôt que des barres nervurées.*

Pour le premier ouvrage, des barres en acier inoxydable de haute nuance ont été utilisées pour remplacer les barres de précontrainte additionnelles endommagées par la corrosion, faute d'une protection suffisante.

Les dispositions adoptées pour assurer la protection des têtes d'ancrage, lors de deux réparations plus récentes, devraient permettre d'éviter toute corrosion précoce (se reporter à la figure n° 91 et à la figure n° 92).

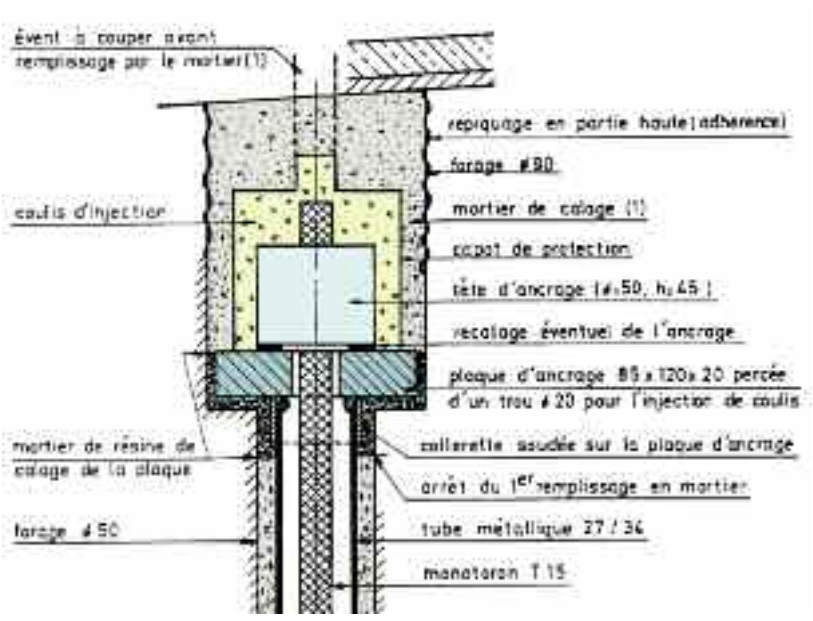

Figure n° 91 : protection des têtes d'ancrage de monotorons au viaduc de la Méchelle à Nancy

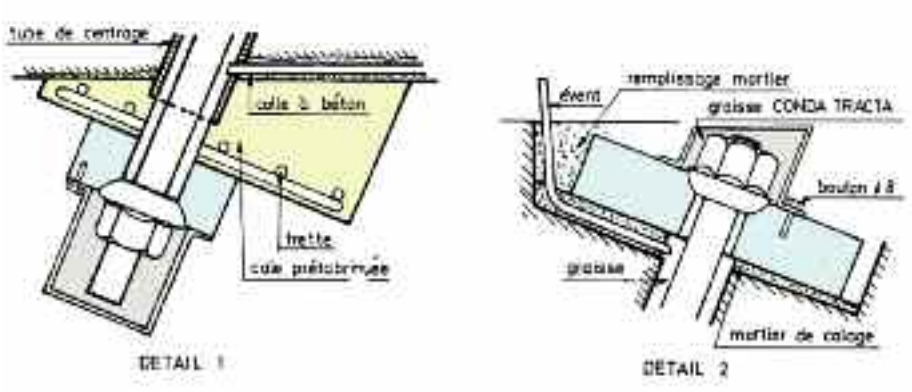

Figure n° 92 : protection des têtes d'ancrage au viaduc de Saint-Isidore

5.4.3 INCLINAISON DE LA PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE LONGITUDINALE

L'inclinaison des armatures longitudinales de la précontrainte additionnelle est une solution élégante pour recomprimer les fissures de cisaillement et de flexion. En effet, elle s'affranchit de la plupart des inconvénients signalés pour les étriers additionnels.

> L'utilisation de cette technique est cependant limitée par les considérations suivantes :

- l'angle de relevage des armatures est limité sous peine de pertes excessives par frottement ;
- la force de précontrainte ne doit pas être trop forte sous peine de compressions excessives dans certaines sections ;
- la hauteur de l'âme intéressée par la précontrainte est limitée compte tenu de l'encombrement des déviateurs. Ils ne peuvent être exécutés au contact du hourdis supérieur. Il faut laisser un espace de l'ordre de 0,10 m à 0,20 m pour pouvoir bétonner et vibrer, sauf si le béton est mis en place sous pression par injection. Il ne faut donc pas avoir un excès de cisaillement sur une trop grande partie de la hauteur de l'âme.

5.4.4 COMBINAISON DES DEUX PROCÉDÉS CI-DESSUS

La combinaison des deux méthodes de réparation ou de renforcement est possible comme le montre la photo ci-après d'un tablier où s'ajoutent à un précontrainte longitudinalement au tracé polygonal des étriers actifs verticaux.

Photo n° 50 : alliance de la précontrainte longitudinale et des étriers actifs *(crédit photo Freyssinet)*

5.5.1 RAPPELS – INSUFFISANCE DE RESISTANCE VIS-A-VIS DE LA DIFFUSION DES EFFORTS CONCENTRES

Les désordres dus à la diffusion des efforts de précontrainte se manifestent par des fissures le long du tracé des câbles et/ou par des fissures dites en **«arêtes de poisson»** et/ou, enfin par des fissures dites **«d'entraînement»** (se reporter à la figure n° 99).

> ***Rappel :*** *il ne faut jamais oublier que la flexion transversale, la flexion longitudinale, l'effort tranchant et la torsion interfèrent avec les poussées au vide et la diffusion. L'étude de tels désordres doit être globale et faire intervenir tous ces phénomènes combinés.*

Les efforts de compression très importants qui se développent sous les ancrages peuvent également provoquer, outre les fissures de diffusion le long du tracé des câbles, **l'écrasement total du béton** au niveau du prisme local, anciennement dit «de première régularisation» (se reporter à la photo n° 51).

Photo n° 51 : écrasement du béton sous les ancrages lors de la mise en tension des armatures de précontrainte lors de la construction d'un pont près de Toul *(crédit photo D. Poineau)*

5.5.2 RÉPARATION DES DÉSORDRES CAUSÉS PAR LA DIFFUSION DES EFFORTS DE PRÉCONTRAINTE

Il y a lieu de rappeler que les effets des efforts de diffusion sont combinés à d'autres sollicitations, comme la torsion, l'effort tranchant, la flexion transversale.

5.5.2.1 Cas des fissures de diffusion considérées comme «mortes»

Il s'agit, par exemple, des fissures qui se développent dans les âmes des poutres suivant le tracé des câbles à proximité des ancrages sous des contraintes d'éclatement excessives (se reporter à la figure n° 93). **Si leur tracé est radicalement différent de celui des fissures d'effort tranchant,** elles ne mettent pas en jeu la résistance de l'ouvrage. Cependant, ce sont des portes ouvertes à la corrosion des armatures passives et actives. Il faut donc, soit procéder à un calfeutrement ou un pontage des fissures, soit les injecter avec une résine fluide et souple (produits d'injection de type D à caractère ductile visés par la norme **NF EN 1504-5**).

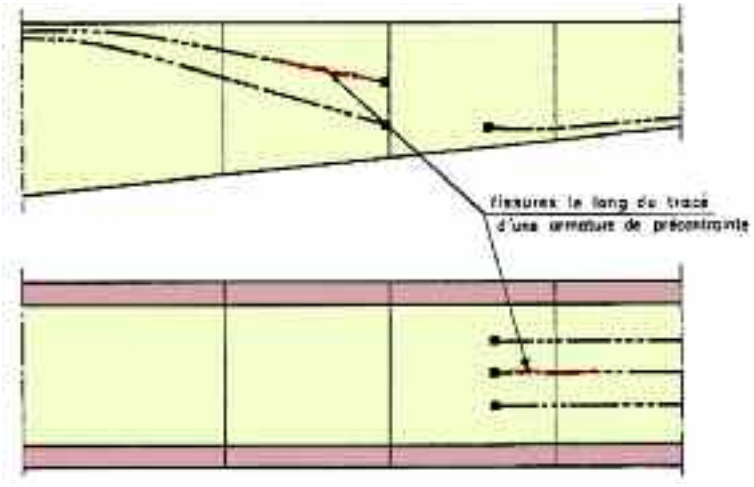

Figure n° 93 : fissures de diffusion suivant le tracé des câbles

5.5.2.2 Cas des fissures de diffusion considérées comme actives

5.5.2.2.1 Généralités

La meilleure solution consiste, en général, à mettre en œuvre une **précontrainte additionnelle transversale** des zones fissurées pour coudre les fissures de diffusion en «arêtes de poisson», qui peut être combinée à une **précontrainte longitudinale** (présence de fissures d'entraînement).

Il y a cependant des exceptions, telles que la réparation par tôles collées de grande largeur du hourdis inférieur du viaduc d'accès au pont de Terrenoire (se reporter à la figure n° 94 qui montre l'état de fissuration du tablier de cet ouvrage). Cette solution a été adoptée comme étant la plus simple à mettre en œuvre. Les tôles ont été percées de trous pour évacuer les excès de colle durant leur serrage, pendant la prise de la colle.

Si une telle opération devait être réalisée de nos jours, il serait préférable de mettre en œuvre des matériaux composites (tissus de fibres de verre ou de carbone).

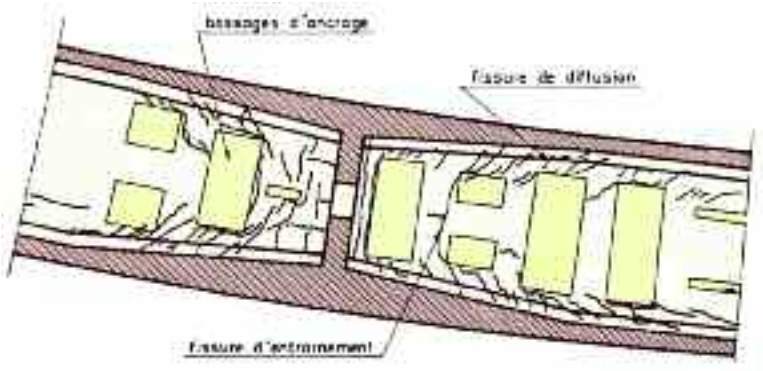

Figure n° 94 : état de fissuration du viaduc de Terrenoire

Il est à noter qu'une précontrainte longitudinale additionnelle rectiligne ou polygonale nécessaire pour une insuffisance de résistance en flexion peut, en partie, assurer le renforcement vis-à-vis des fissures de diffusion ; cela dépend des directions relatives des fissures et de la précontrainte additionnelle.

5.5.2.2.2 Cas des désordres limités au seul hourdis

La solution des deux lignes de précontrainte transversale, déjà évoquée ci-devant, peut être mise en œuvre pour bloquer le développement de la fissuration (se reporter à la figure n° 95).

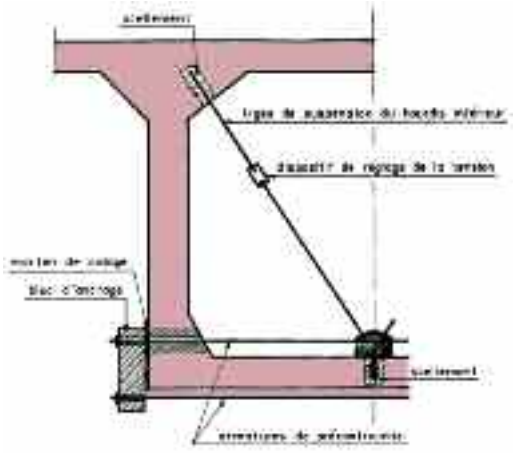

Figure n° 95 : suspension du hourdis et précontrainte transversale

5.5.2.2.3 Cas des désordres affectant les âmes et hourdis

La solution, en général, consiste à combiner **une précontrainte longitudinale,** si elle existe, avec une **précontrainte verticale** et une **précontrainte transversale** (se reporter à la figure n° 96). Cette solution a été utilisée pour la réparation du viaduc de la Boivre sur l'autoroute A11, celle du pont de Labéraudie près de Cahors et celle du pont de Champigny-sur-Yonne (se reporter à la photo n° 52).

La précontrainte transversale verticale peut être, suivant les cas, intérieure au béton dans des forages verticaux réalisés dans les âmes ou extérieure au béton. La précontrainte transversale horizontale peut être constituée par des couples d'armatures disposées de part et d'autre du hourdis ou combinée avec la précontrainte verticale pour former un «corset».

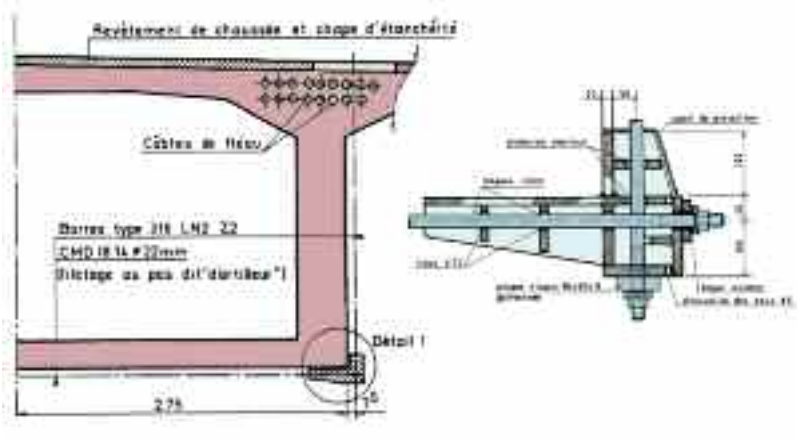

Figure n° 96 : exemple de renforcement des âmes et du hourdis par «corsets» précontraints

Photo n° 52 : corsets précontraints du pont de Champigny-sur-Yonne *(crédit photo D. Poineau)*

NOTE : *les armatures transversales (barres, monotorons) situées sur les faces extérieures des âmes peuvent être directement soumises au soleil. La tension de ces armatures varie donc en fonction de l'importance des effets thermiques qui résultent de l'ensoleillement.*

5.5.2.3 Cas des désordres au niveau de l'about d'une poutre ou d'une section provisoirement section d'about

La figure ci-après montre les désordres qui se sont produits lors de la mise en tension des câbles ancrés à l'about d'une poutre-caisson à cause de l'importance des efforts à ancrer (7 x 19T15 par âme) et d'un sous-dimensionnement du massif d'ancrage.

Cette figure montre le modèle de bielles-tirants qui a été utilisé pour dimensionner, en partie, la réparation.

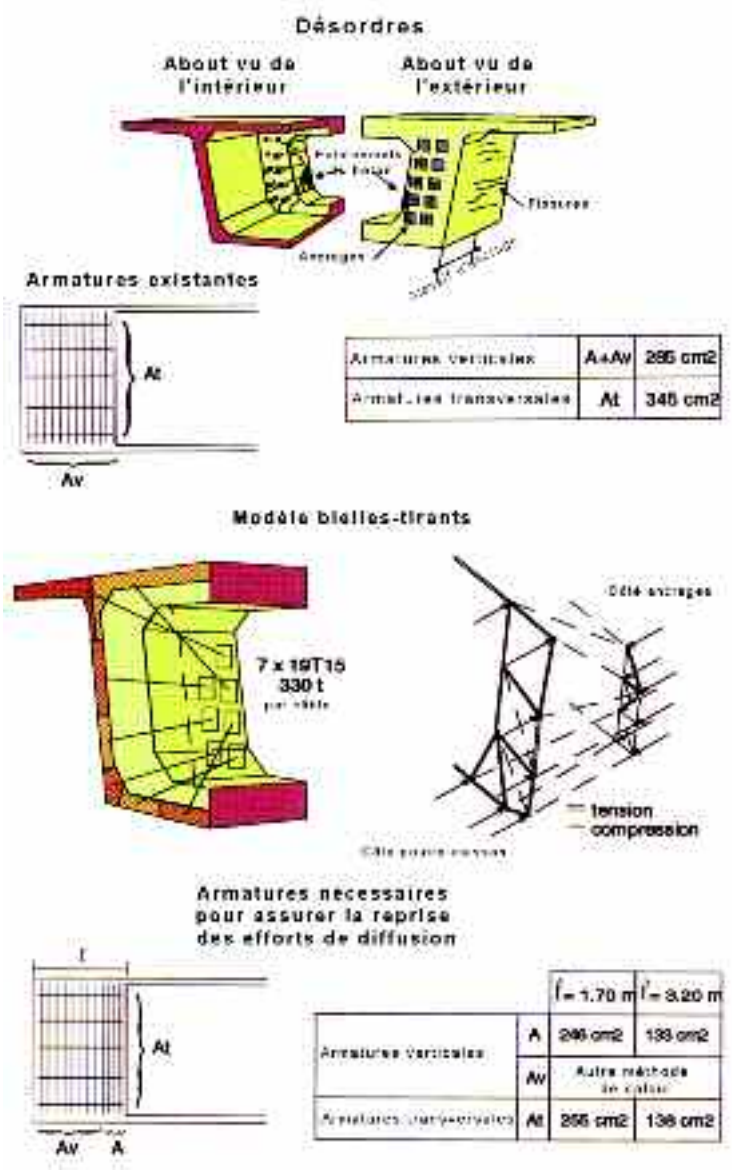

Figure n° 97 : désordres à l'about d'une poutre-caisson lors de la mise en tension des câbles ancrés à ce niveau

> La figure qui suit montre les dispositions du projet de réparation à savoir :

- la démolition des parties endommagées ;
- le coulage d'un renfort en béton du massif d'ancrage, lié à celui-ci par des armatures de béton armé, des clés de cisaillement et des câbles bouclés (9x 7T15) ;
- l'injection des fissures injectables ;
- la réalisation d'une précontrainte légèrement inclinée, sous forme de barres, dans des forages réalisés dans les âmes sur toute la zone où ces âmes étaient fissurées.

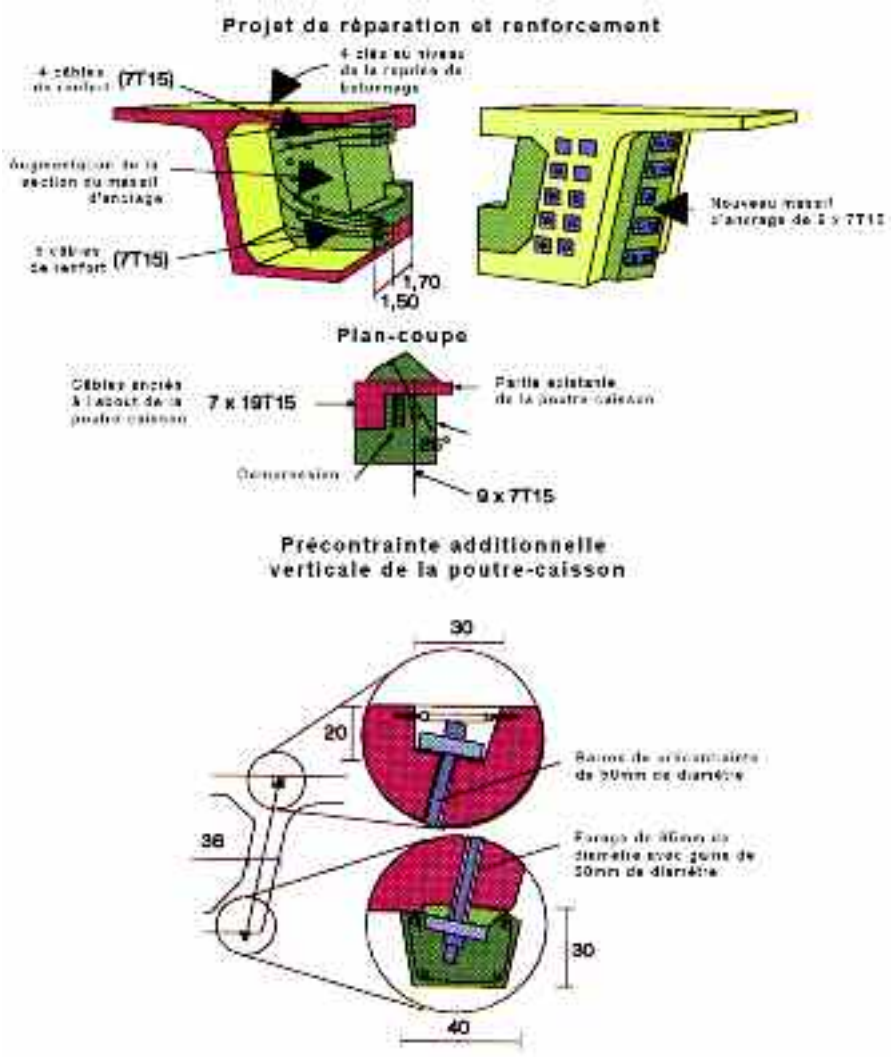

Figure n° 98 : schéma des dispositions du projet de réparation

5.5.2.4 Cas des éclatements du béton sous les ancrages (au niveau du prisme local)

Si l'écrasement du béton provient d'un défaut de bétonnage sous les ancrages, il faut commencer par détendre le ou les câbles responsables de l'écrasement du béton, puis purger la zone de désordres de tout le béton fissuré ou désorganisé. Ensuite, il faut replacer le ou les câbles et leurs ancrages dans la position qu'ils doivent occuper, reconstituer le ferraillage et reboucher les vides par un béton coulé ou un mortier de calage injecté. Dans certains cas, il faut augmenter la section de béton et mettre en place des armatures de renfort qui peuvent être actives (voir le cas traité ci-dessus).

Photo n° 53 : exemple d'éclatements du béton sous des ancrages *(crédit photo D. Poineau)*

> Si l'écrasement du béton provient d'une erreur de conception ayant entraîné un mauvais dimensionnement de la structure, suivant l'importance des désordres constatés, plusieurs solutions peuvent être mises en œuvre :

- la réparation et le renforcement local de la zone des ancrages comme ci-devant ;
- la démolition de tout ou partie de la structure suivie d'une reconstruction.

Par exemple, le pont poussé de Nemours au-dessus de l'autoroute A 6, dont la coupe transversale était en forme de U, a dû être détruit avant son lancement. Cet ouvrage présentait des ruptures de son béton sous un ancrage d'une des deux nervures latérales porteuses, un feuilletage vertical de diffusion du hourdis inférieur dû aux câbles longitudinaux placés dans ce hourdis et des éclatements sous les ancrages de la précontrainte transversale horizontale du hourdis. Un ferraillage mal conçu et excessif dans un coffrage étriqué, car trop tiré, rendait mal aisé le bétonnage, entraînait un non-respect des enrobages des câbles de précontrainte, etc.

NOTE : *lors du* ***démontage*** *de l'ouvrage en tranches par sciage au câble diamanté, une* ***fissure d'éclatement*** *horizontale est apparue, causée par le réancrage des câbles sectionnés dans le coulis d'injection des gaines (se reporter à la photo n° 54 ci-après).*

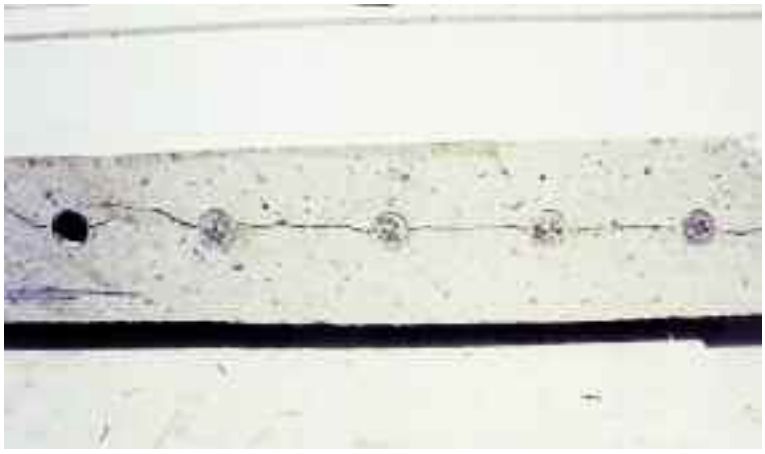

Photo n° 54 : fissure horizontale d'éclatement du hourdis inférieur au pont de Nemours causée par le réancrage des câbles sectionnés *(crédit photo DREIF)*

5.5.2.5 Exemple particulier de réparation - Cas du pont de Blagnac

Le tablier du pont de Blagnac près de Toulouse présentait **une insuffisance classique de résistance vis-à-vis de la flexion. De plus,** comme tous les câbles de continuité étaient disposés et ancrés dans le hourdis inférieur, **une fissuration très importante du hourdis inférieur s'était développée sous les efforts de diffusion et de poussée au vide** (fissures longitudinales et en arêtes de poisson).

Si la réparation par précontrainte longitudinale additionnelle des insuffisances vis-à-vis de la flexion ne posait aucun problème, en revanche, dans la travée centrale, la présence des très nombreux bossages d'ancrage des câbles de continuité empêchait la mise en œuvre d'une précontrainte transversale du hourdis avec un espacement des armatures suffisamment réduit de façon à pouvoir le comprimer uniformément.

> La réparation qui a été effectuée est exceptionnelle par la spécificité des choix technologiques retenus :

- suppression du hourdis inférieur et des câbles de continuité qui le traversaient dans toute la zone où il était fissuré ;
- renforcement du bas des âmes par des tôles épaisses collées puis boulonnées pour y éviter des compressions excessives ;
- rétablissement de l'inertie en torsion du tablier par la création de nervures transversales précontraintes.

Photo n° 55: vue des réparations du pont de Blagnac *(crédit photo D. Poineau)*

> Enseignements à tirer de cette opération :

- le hourdis précontraint longitudinalement a pu être scié par morceaux sans problème malgré le réancrage des câbles coupés et les réparations par précontrainte additionnelle ont été mises en œuvre sans incident ;
- le seul problème rencontré a été une fissuration horizontale des âmes causée par le raccourcissement des nervures transversales sous les effets des déformations instantanées et différées du béton (fluage et retrait). Il aurait été préférable de remplacer les nervures en béton par des butons métalliques (se reporter aux photos n° 55 et n° 56).

Photo n° 56 : nervures transversales ajoutées pour redonner l'inertie de torsion du tablier du pont de Blagnac
(crédit photo D. Poineau)

5.6.1 RAPPELS - INSUFFISANCE DE RÉSISTANCE VIS-À-VIS DE LA POUSSE AU VIDE

Les désordres dus à la poussée au vide **sont, le plus souvent, le fait des armatures de précontrainte, bien que des poussées au vide très importantes puissent se développer dans des parties comprimées de béton, comme dans des hourdis courbes ou des hourdis présentant une cassure angulaire (se reporter au paragraphe 3.3.6 ci-dessus).**

> Les désordres se manifestent :

- soit lors de la mise en tension d'armatures de précontrainte au tracé courbe. Le plus souvent, les désordres sont localisés mais pas toujours ;
- soit dans un ouvrage en service. Les désordres ont, ici, le plus souvent, le caractère général d'une insuffisance de résistance vis-à-vis de la flexion transversale. Souvent, s'y combinent des désordres dus à la diffusion d'effort concentrés (se reporter à la figure n° 99).

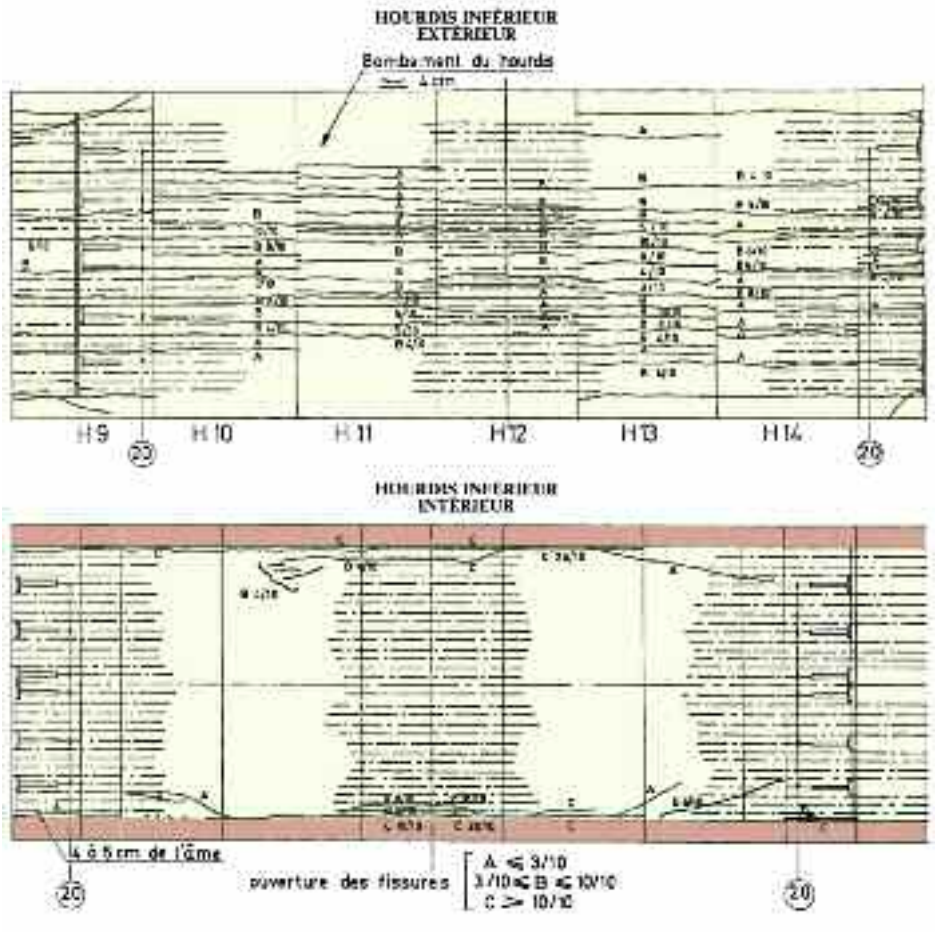

Figure n° 99 : schéma de fissuration du hourdis inférieur du pont de Bussang dans la zone de clé

5.6.2 RÉPARATION DES DÉSORDRES LOCAUX CAUSÉS PAR LA POUSSÉE AU VIDE DÉVELOPPÉE PAR DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

Il faut commencer, si cela est possible, par détendre le ou les câbles responsables de la poussée au vide puis purger la zone de désordres de tout le béton fissuré ou désorganisé. Ensuite, il faut replacer le ou les câbles dans la position qu'ils devaient occuper et mettre en place des étriers supports (bretelles) chargés de reprendre la poussée au vide et de la transmettre aux parties résistantes de la structure. Si nécessaire, des pièces de renforcement sont à greffer sur la structure. Enfin, il faut reconstituer le ferraillage et reboucher les cavités : par exemple, et suivant l'importance de la cavité à reboucher, par un béton coulé, un béton projeté, ou un mortier de calage injecté (se reporter à la figure n° 100).

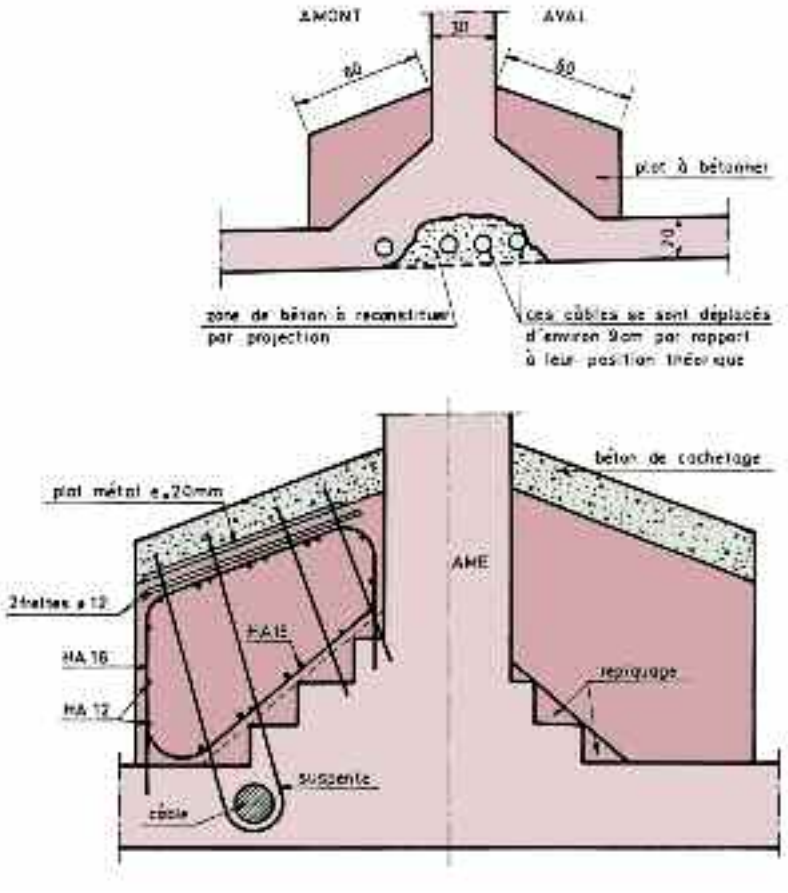

Figure n° 100 : réparation d'une poussée au vide locale au pont Thinat à Orléans

5.6.3 RÉPARATION DES DÉSORDRES GÉNÉRAUX CAUSÉS PAR LA POUSSÉE AU VIDE DÉVELOPPÉE PAR DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

Lorsqu'une précontrainte longitudinale additionnelle est mise en œuvre, la compression qu'elle exerce réduit les efforts de poussée au vide. Cependant, si les armatures passives de la partie de l'ouvrage concernée par les désordres peuvent être considérées comme plastifiées, il y a lieu de prévoir un renforcement.

5.6.3.1 Cas où les désordres sont limités au hourdis inférieur

> Plusieurs types de solutions sont envisageables qui peuvent éventuellement être combinées entre-elles :

- **premier type :** la suspension du hourdis par l'intermédiaire de nombreuses suspentes réparties sur toute la partie concernée par les désordres (se reporter à la figure n° 101) ou par des suspentes isolées placées, normalement, dans l'axe du hourdis (se reporter à la figure n° 102) :
  - la solution à suspentes nombreuses et réparties ne rétablit pas le monolithisme de la section transversale ; il faut donc lui adjoindre une précontrainte transversale. De plus, elle n'assure la résistance à la flexion du hourdis que dans une seule direction. Enfin, elle est très délicate à mettre en œuvre car il est très difficile de régler la tension de suspentes pour équilibrer les efforts. **Cette solution à suspentes réparties est donc déconseillée;**
  - la solution à suspente concentrée avec ou sans précontrainte transversale, plus simple à mettre en œuvre et à régler, est donc une solution possible (se reporter à la figure n° 102) ;

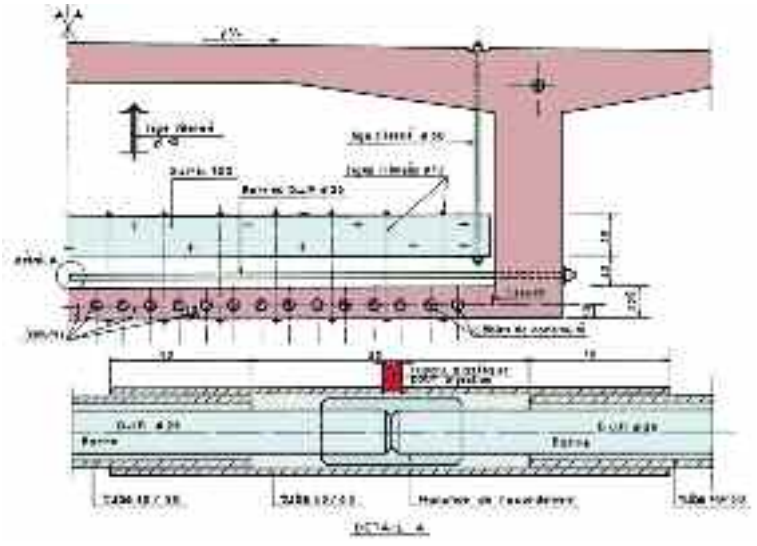

Figure n° 101 : suspension du hourdis du pont de Bussang

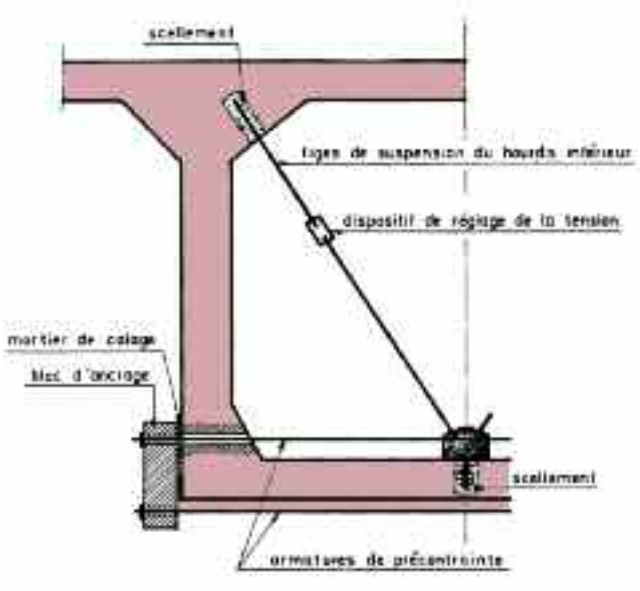

Figure n° 102 : suspension du hourdis et précontrainte transversale

Photo n° 57 : dispositif de suspension du hourdis inférieur au pont de Corbeil *(crédit photo D. Poineau)*

- **deuxième type :** la construction de goussets à la jonction âme-hourdis si les désordres affectent cette zone (se reporter à la figure n° 103).

Cette solution est également délicate de mise en œuvre car, lors des perçages, il ne faut ni abîmer les armatures de précontrainte existantes ni celles de béton armé. De plus, elle est longue d'exécution et donc coûteuse (30 à 40 minutes par scellement) et très pénible pour les ouvriers (poussière et bruit).

Cette solution a été mise en œuvre au viaduc de Rochefort-Montagne suite au mauvais comportement d'une réparation par barres «passives» légèrement tendues. Cette réparation passive totalement inefficace est fortement déconseillée (voir la figure n° 104).

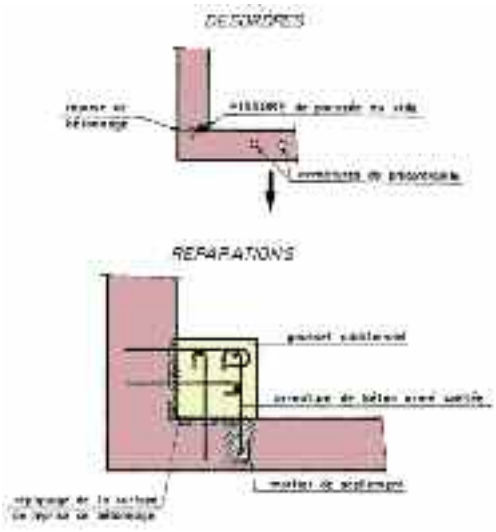

Figure n° 103 : principe de la construction de goussets au pont de Rochefort-Montagne

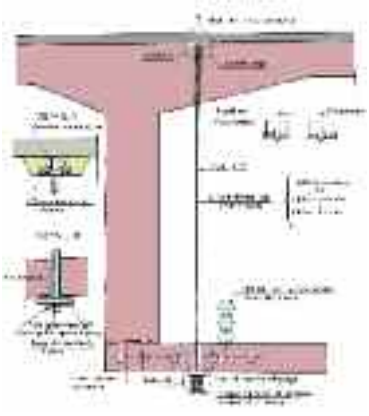

Figure n° 104 : solution inefficace pour équilibrer la poussée au vide au pont de Rochefort-Montagne

- **troisièmes type :** la mise en œuvre d'une précontrainte transversale avec ou sans suspension du hourdis (se reporter à la figure 105).

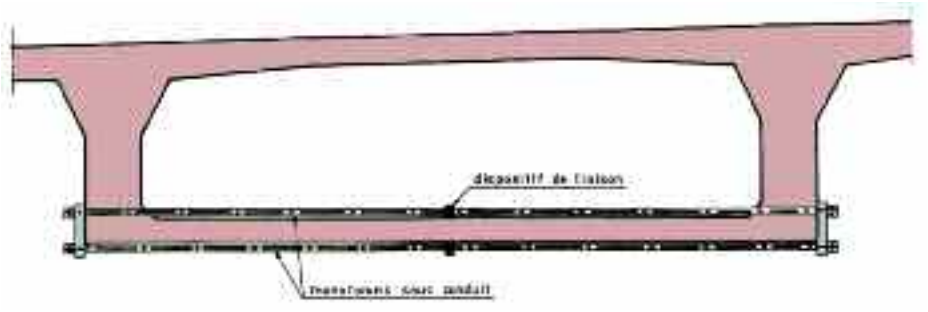

Figure n° 105 : principe de réalisation d'une précontrainte transversale double

Une telle solution nécessite deux lignes de précontrainte avec obligatoirement **un dispositif de liaison** au hourdis en son centre pour éviter **l'instabilité de forme du hourdis.**

ATTENTION : *l'implantation de la ligne de précontrainte supérieure (c'est-à-dire au-dessus du hourdis) pouvant être gênée et* ***même rendue impossible*** *par la présence* ***des bossages d'ancrage existants,*** *il faut faire un relevé de la géométrie du hourdis inférieur. De plus, il faut aussi faire un relevé de la position* ***des câbles longitudinaux*** *existants et situés dans le bas des âmes et les goussets inférieurs pour éviter de les endommager lors des perçages. Enfin, s'il y a une précontrainte additionnelle longitudinale, il faut s'assurer de* ***l'absence de conflits entre les deux tracés de câbles*** *(se reporter à la photo n° 58).*

Photo n° 58 : risques de conflit entre les précontraintes longitudinale et transversale au pont de Châlons-en-Champagne
(crédit photo Sétra)

Les bossages d'ancrage de cette précontrainte transversale, le plus souvent en métal, s'appuient sur le bas des âmes. Il y a lieu d'insérer **une plaque résiliente** pour éviter de provoquer une rupture par glissement de l'angle en bas de l'âme lors de la mise en tension des câbles et recentrer la précontrainte (se reporter à la figure n° 106).

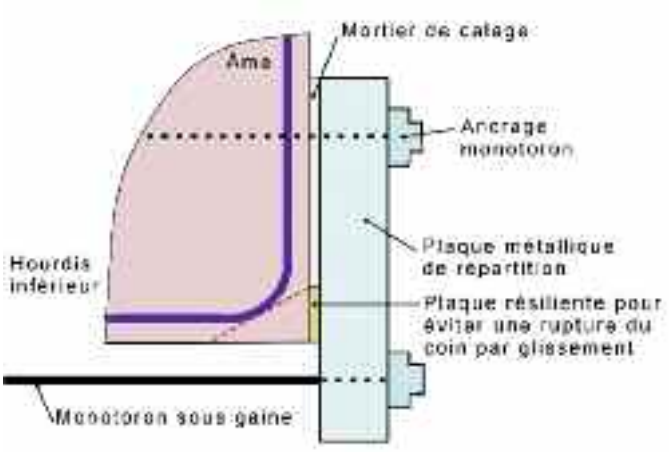

Figure n° 106 : disposition constructive pour éviter une rupture par glissement du coin inférieur sous la plaque métallique de répartition de la précontrainte transversale additionnelle du hourdis inférieur

- **quatrième type :** la construction de nervures transversales précontraintes liées au hourdis par des armatures scellées. Ce type de solution ne semble pas avoir été réalisé à ce jour.

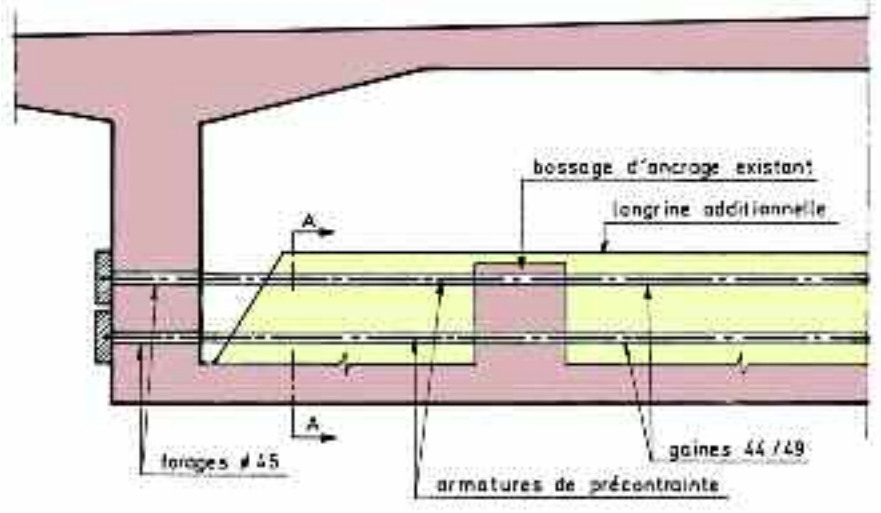

Figure n° 107 : principe de construction de nervures transversales (réparations du pont de Châlons-en-Champagne)

Cette solution est plus complexe que la précédente puisqu'il faut construire, en plus, les nervures. On retrouve les inconvénients cités à propos de la réalisation de goussets longitudinaux ci-devant et un supplément de poids non négligeable. La présence de bossages d'ancrage sur le hourdis est à prendre en compte lors de la conception du projet.

Une telle solution, non retenue à l'exécution, a fait l'objet d'une étude fine pendant la phase consacrée au renforcement du hourdis inférieur du pont de Châlons-en-Champagne. Elle a montré que, **si les nervures ne sont pas bloquées sur les âmes** par un mortier de calage (se reporter à la figure n° 107 qui montre une nervure avec un pan coupé), **à cause des moments hyperstatiques de précontrainte, l'effort de précontrainte est quasiment centré** et comprime uniformément le hourdis sans flexion parasite. Cette solution est nettement plus efficace que celle que montre la figure n° 108).

Cette solution avec une nervure à pans coupés présente l'avantage de rendre la réparation quasiment invisible et de ne pas engager le gabarit sous le tablier.

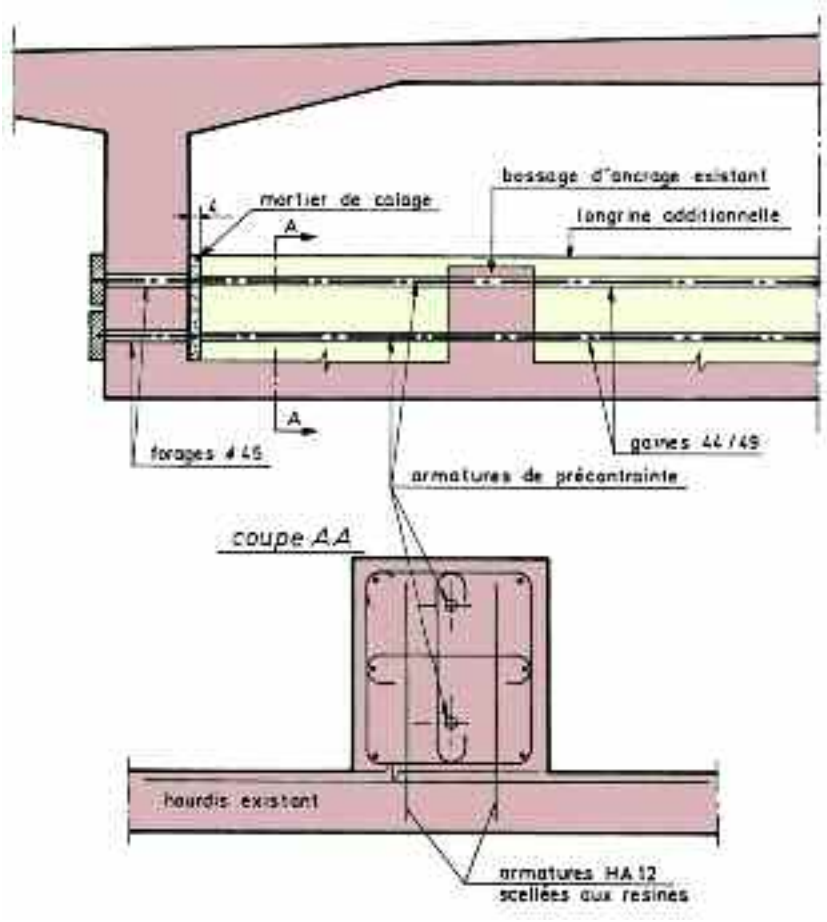

Figure n° 108 : principes de construction de nervures transversales bloquées sur les âmes

5.6.3.2 Cas où les désordres affectent également les âmes

Sous les effets de la poussée au vide, outre les désordres à la jonction âme hourdis, des fissures horizontales affectent la face intérieure des âmes. Dans un tel cas, il y a lieu d'ajouter des «bretelles» à la «ceinture», c'est-à-dire d'ajouter aux solutions précédentes une précontrainte verticale ou une précontrainte longitudinale déviée ou un des matériaux composites collés. Le choix de la réparation est fonction de la géométrie de la pièce, des armatures existantes et de l'importance des insuffisances de résistance mesurées et calculées…

6

Préparation générale de l'opération

L'entrepreneur fait mettre en place **les moyens d'accès et les équipements d'hygiène et de sécurité** sur le lieu où la réparation et/ou le renforcement d'une structure est prévue, en respectant les dispositions **du marché**, la législation en vigueur et les consignes **du chargé des ouvrages provisoires (COP) et du coordonnateur sécurité et protection de la santé (coordinateur SPS).**

Figure n° 109 : la préparation d'une opération de réparation par l'entrepreneur

> L'entrepreneur doit prendre connaissance et disposer en permanence des documents de la liste suivante non limitative :

- les normes en vigueur et les autres documents de référence qui sont cités dans le présent guide (se reporter en annexe n°1 aux tableaux des textes de référence). Les contrôles demandés doivent être adaptés, si nécessaire, à la technique de traitement retenue en l'absence de norme spécifique ;
- les articles du **marché** relatifs à l'exécution de la réparation ;
- la procédure relative à l'exécution de la réparation (dans le cadre du **PAQ**) ;
- le cadre du document de suivi de l'exécution de la réparation (dans le cadre du **PAQ**) ;
- la fiche technique (ou notice d'emploi) de chacun des produits constituant le système de réparation ;
- la fiche de données sécurité **(FDS)** de chaque produit dont la présence sur le chantier est imposée par la réglementation ;
- la fiche technique et le carnet d'entretien des différents matériels nécessaires (par exemple, outils de mélange des produits, moyens de pesée, outils de mise en œuvre des produits) ;
- les procédures relatives à la mise en œuvre de la précontrainte, les unités de précontrainte, le matériel de mise tension et le matériel de mise en œuvre de la protection…, qui sont du ressort de l'entreprise distributrice du procédé de précontrainte ;
- etc.

> L'entrepreneur doit organiser, exécuter et contrôler toutes les opérations suivantes :

- celles relatives à l'assurance de la qualité (dans le cadre du **PAQ**) ;
- celles qui doivent précéder l'application des produits ou systèmes de réparation ;
- celles qui doivent suivre l'application des produits ou systèmes de réparation ;
- celles relatives aux interventions du laboratoire chargé de certaines épreuves et de certaines mesures ;
- l'amenée et la mise en place des moyens d'accès et des équipements d'hygiène et de sécurité (rappel) ;
- l'approvisionnement des matériaux et produits nécessaires ;
- l'amenée et la mise en place des matériels nécessaires à l'opération ;
- la réalisation du relevé contradictoire avec le **maître d'œuvre** de l'état de tout ou partie de la structure, puisque la réparation et/ou le renforcement à effectuer ont un caractère structural. Dans un tel cas, le relevé des désordres doit être complété par les dispositions à prendre lors des travaux pour mettre en sécurité l'ouvrage (par exemple, le phasage des diverses opérations de démolition et de réparation, les étaiements provisoires…) ;
- la mise en œuvre des moyens de mesure destinés à contrôler l'efficacité du traitement de la dégradation mais aussi, si besoin est, les moyens de contrôle de la stabilité de l'ouvrage en cours de travaux ;
- etc.

Rappel : *la remise* ***au maître d'œuvre*** *des procédures et des cadres des* ***documents de suivi*** *conditionne la levée d'un* ***POINT D'ARRÊT.***

7

Choix des produits et matériaux

7.1 Généralités

7.2 Choix des produits et matériaux nécessaires à la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

> Il est rappelé (se reporter au paragraphe 3.3 du guide FABEM 1) que le choix des produits et matériaux est fonction :

- de deux critères communs à tous les produits et matériaux :
  - la spécificité du travail à exécuter (bâtiment, génie civil, réparation structurale ou non, exigences du **maître d'ouvrage**…),
  - la protection de la santé, le respect des règles de sécurité, la protection de l'environnement ;
- de critères spécifiques. En effet, pour une fonction de réparation ou de renforcement exigée, plusieurs types de produits et de systèmes peuvent être utilisés (produits de scellement, de calage, d'injection…).

Il appartient **au marché** de fixer **la ou les familles de produits et systèmes** utilisables, les caractéristiques et les niveaux de performance auxquelles doivent satisfaire ces produits et systèmes ainsi que les contraintes d'exécution de l'opération.

L'entrepreneur propose à l'acceptation du **maître d'œuvre** les produits ou systèmes capables de satisfaire les exigences **du marché. Les produits et systèmes ne sont définitivement retenus qu'au vu des résultats satisfaisants de l'épreuve d'étude (si nécessaire) et de convenance. L'acceptation des produits admis à une marque de certification fait l'objet des règles spécifiques ci-après.**

Sauf disposition contraire du marché, les produits bénéficiant du droit d'usage de **la Marque NF** (ou d'une marque équivalente) sont réputés conformes aux normes qui les concernent. Il n'est donc pas nécessaire de procéder à des essais d'identification rapides et ou à des essais d'efficacité[16]. Bien entendu, le contrôle des bordereaux de livraison, des étiquettes, des dates de préemption… et les prélèvements conservatoires restent applicables.

Le même principe peut être applicable aux produits et systèmes bénéficiant **du marquage CE** et **d'un système d'attestation de conformité du niveau 2+ au minimum** (rappel : l'annexe ZA des normes harmonisées fixe le ou les niveau(x) des systèmes d'attestation de conformité entre 4 et 1+, le niveau le plus élevé).

Pour les produits relevant d'un niveau inférieur, **le marché** peut prévoir que des essais soient effectués sur les produits ou systèmes lors de leur réception.

Bien entendu et quel que soit le marquage et le niveau de certification, en cas de doute sur la qualité des produits ou systèmes livrés, **le maître d'œuvre** fait effectuer les essais permettant de confirmer ou d'infirmer leur conformité[17].

La **«durabilité»** doit être un des **objectifs principaux** en réparation et/ou renforcement et plus particulièrement pour ce qui touche à la protection contre la corrosion très active, par exemple sous les effets de la condensation qui se dépose sur les parties métalliques.

[16] *Dans le cas particulier, par exemple, où **les conditions climatiques** de mise en œuvre des produits sur le chantier diffèrent nettement de celles de la norme, il est nécessaire de faire des essais spécifiques lors de **l'épreuve d'étude.***

[17] *Rappel : dans un tel cas, les dispositions des clauses administratives générales et particulières du **marché** s'appliquent : si le produit ou système n'est pas conforme, il est stocké en attendant les résultats d'une contre-épreuve. Si la non-conformité est confirmée, il est évacué du chantier.*

L'expérience montre que la **galvanisation** permet d'espérer un bon comportement dans le temps des parties métalliques ainsi traitées, même en atmosphère tropicale. Le **fascicule 56** du **CCTG**, avec les références aux normes ad hoc, précise les diverses technologies permettant de déposer un film de zinc à la surface des parties métalliques ainsi que leurs limites d'emploi :

- galvanisation à chaud ;
- zingage électrolytique ;
- métallisation.

Il y a donc lieu de protéger toutes les parties métalliques, y compris certaines parties des unités de précontrainte et aussi leurs accessoires (capots…) et sous réserve que cela soit possible. La galvanisation à chaud est le procédé le plus efficace (épaisseur minimale d'environ 80 micromètres, soit au moins 550 grammes de zinc par mètre carré et par face).

> La galvanisation à chaud est interdite ou déconseillée :

- pour les clavettes ;
- dans le cas de pièces dont les épaisseurs sont fortement variables (risque de déformations d'origine thermique) ;
- dans le cas de pièces nécessitant un usinage ultérieur (perçage, soudure…) ;
- lorsque la teneur en silicium ou en silicium et phosphore est trop élevée (se reporter à la norme NF A 35-503 : Produits sidérurgiques - Aciers pour galvanisation par immersion à chaud) ;
- si certaines dispositions constructives indispensables aux opérations de galvanisation (norme NF EN ISO 1461 : Revêtements par galvanisation à chaud sur produits finis ferreux - spécifications et méthodes d'essai) ne peuvent être respectées.

7.2 Choix des produits et matériaux nécessaires à la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle

> La réalisation d'une réparation et/ou d'un renforcement par précontrainte additionnelle fait appel principalement aux produits et matériaux suivants :

NOTE : *pour les matériaux traditionnels (ciments, granulats, armatures de béton armé et de précontrainte…, la rédaction du* ***CCTP*** *peut s'appuyer sur le* ***fascicule 65 du CCTG*** *et le* ***CCTP-type du Sétra.*** *Pour les matériaux de réparation, il faut se reporter aux différents* ***guides du STRRES*** *et au* ***CCTP réparations du Sétra.***

7.2.1 ARMATURES DE BÉTON ARMÉ ET LEURS ACCESSOIRES

Les armatures à haute adhérence et les manchons conformes aux normes en vigueur bénéficient de l'usage de la **Marque NF-Armatures pour béton armé** gérée par l'Association Française de Certification des Armatures de Béton armé ou **AFCAB** (se reporter à la partie 3.3.3 du **guide FABEM 1**). **L'AFCAB** certifie également les entreprises de pose (dressage, coupe, façonnage avec ou sans l'assemblage par soudage).

NOTE : *le site de l'AFCAB donne les listes des armatures, des fournisseurs, des manchons d'assemblages et des entreprises de pose et d'assemblage certifiées.*

> Il appartient au marché de fixer :

- les types d'armatures de béton armé (lisses, à haute adhérence, galvanisées, inoxydables, voire en matériaux composites) à mettre en œuvre ;
- les types de manchons d'assemblage à mettre en œuvre, si besoin est…

7.2.2 UNITÉS DE PRÉCONTRAINTE, DES CONDUITS, DES ACCESSOIRES POUR INJECTION ET DES PRODUITS DE PROTECTION

Rappel : *dans le domaine de la réparation et/ou du renforcement, il est parfois nécessaire d'utiliser des unités de précontrainte (armatures et ancrages) qui ne sont pas certifiés. Par exemple, cela a été le cas lors des réparations des ponts de la Boivre et de Labéraudie.*

7.2.2.1 Armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte doivent respecter le référentiel de **l'Association pour la Qualité de la Précontrainte et des Équipements (ASQPE). Le règlement de certification de l'ASQPE** (CSP AP Rc1 rév 4 de juillet 2007) est actuellement basée sur les normes françaises en vigueur en attendant la parution de la norme européenne **NF EN 10138** et la mise en place d'un **marquage CE. L'ASQPE** certifie la conformité des armatures au référentiel susvisé.

> Le règlement de certification concerne :

- les armatures dites claires lisses ou à reliefs (empreintes) sous forme de fils, torons et barres ;
- les armatures revêtues à chaud d'un revêtement métallique de protection (zinc, zinc + aluminium, autre) ;
- les armatures protégées-gainées (graisse ou cire et gaine en polyoléfine).

NOTE : *il est aussi possible de consulter le Syndicat des Entreprises Distributrices de Précontrainte* ***(SEDIP).***

Les armatures de précontrainte appartiennent aux deux catégories «A» et «B» qui diffèrent par leur résistance à la fatigue et aux tractions déviées. Il appartient au **marché** de fixer la catégorie des armatures de précontrainte à mettre en œuvre.

Ces armatures peuvent être également utilisées pour des opérations de levage, brélage, haubanage…

> Caractéristiques, avantages et inconvénients des différentes armatures de précontrainte :

A. Armatures constituées de fils ou de torons :

> Ces armatures relèvent des normes :

- XP A 35-045-1 : Produits en acier - Armatures de précontrainte - Partie 1 : prescriptions générales ;
- XP A 35-045-2 : Produits en acier - Armatures de précontrainte - Partie 2 : fils ;
- XP A 35-045-3 : Produits en acier - Armatures de précontrainte - Partie 3 : torons ;

Actuellement, il n'y a pas de **norme européenne opérationnelle** sur les armatures de précontrainte. Il y a seulement des prénormes.

Le principal inconvénient des câbles multi-fils et multi-torons est l'obligation d'une mise en tension de l'ensemble des torons, ce qui impose de mettre en œuvre des **vérins lourds et encombrants** dans des zones exiguës.

B. Barres de précontrainte :

Les barres de précontrainte font l'objet d'une prénorme européenne : **prNF EN 10138-4.** Elles relèvent, en France, de la procédure de certification de **l'ASQPE** susvisée.

Il existe des **barres lisses filetées** et des **barres crantées** (nervurées) qui peuvent recevoir un revêtement de protection à chaud. Il existe aussi des barres en acier inoxydable. Elles sont équipées d'écrous plats ou d'écrous sphériques ; ces derniers (plus encombrants) permettent, dans certaines limites, de compenser un défaut de positionnement de la plaque d'ancrage.

En réparation ou renforcement, on utilise, généralement, des barres de faible longueur. **Il est vivement recommandé** d'utiliser des **barres filetées** qui présentent à la mise en tension moins de pertes que les barres crantées.

Photo n° 59 : barre filetée *(crédit photo Arteon)*

C. Armatures galvanisées :

Les fils lisses et les torons de précontrainte galvanisés relèvent de la norme **NF A 35-035** : Produits en acier – Fils lisses et torons de précontrainte à 7 fils revêtus par immersion à chaud de zinc ou d'alliage de zinc.

Des armatures galvanisées ont été utilisées à **titre expérimental** lors des réparations du viaduc de Roquemaure. Au bout d'une dizaine d'années elles ont été démontées et remplacées par des armatures classiques. L'expertise des armatures récupérées n'a pas fait apparaître de corrosion particulière.

> Elles ont ensuite été mises en œuvre pour les réparations :

- du viaduc de Terrenoire ;
- du premier viaduc du Magnan, mais à titre provisoire en attendant la mise en service du second viaduc (en cours de construction). En effet, la circulation ne pouvait être coupée et, par voie de conséquence, l'injection des fissures était impossible ;
- du pont de Cantepau ;
- du pont de Vaux-sur-Seine, car une remise en tension était prévue quelques années plus tard. La mauvaise conception de cette réparation (conduits dans les massifs d'ancrage non étanches) est à l'origine de la pénétration d'eau au niveau des têtes d'ancrage, zone où la galvanisation avait été endommagée par les clavettes. Lors de la remise en tension, de nombreux torons se sont rompus par corrosion. La précontrainte a dû être entièrement remplacée.

Des armatures galvanisées ont même été utilisées pour la construction d'un ouvrage neuf, le viaduc de Sermenaz près de Lyon.

Photo n° 60 : armatures galvanisées provisoires du viaduc du Magnan *(crédit photo LRPC)*

Photo n° 61 : conséquences de la corrosion des câbles galvanisés du pont de Vaux-sur-Seine ; sur la photo sont visibles les gaines en feuillard non étanches *(crédit photo D. Poineau)*

> Le bilan de ces expériences peut se résumer comme suit en ce qui concerne l'aspect matériau :

- la galvanisation réduit les caractéristiques mécaniques des aciers (un toron dit «super et galvanisé» est équivalent à un toron normal en acier clair) ;
- le retréfilage des aciers galvanisés est possible. Il améliore les caractéristiques mécaniques et teste la qualité de la galvanisation ;
- l'épaisseur de la galvanisation doit être strictement comprise entre 40 et 60 micromètres ;
- les ancrages et les trompettes doivent être galvanisées et les clavettes chromées dur ;
- tout contact entre le zinc et le plomb (incompatibilité du troisième degré) doit être prohibé. Il ne faut donc surtout pas utiliser des conduits revêtus de plomb ;
- il faut aussi tenir compte du fait que l'encombrement d'une armature galvanisée est légèrement plus important que celui d'une armature non traitée. Il faut donc prévoir des conduits adaptés…

En conclusion, en réparation comme en ouvrages neufs, les **armatures galvanisées nues** sont surtout réservées à la réalisation d'une **précontrainte provisoire.** Cependant, il est aussi possible de mettre en œuvre une protection efficace (mise sous gaine injectée par des graisses ou des cires pétrolières) pour rendre une telle précontrainte «définitive».

D. Torons gainés-protégés (graisses ou cires pétrolières) :

> Ces torons relèvent de la norme XP A 35-037 : Produits en acier à haute résistance protégés gainés. Elle comporte trois parties :

- **partie 1 :** Prescriptions générales ;
- **partie 2 :** Prescriptions spécifiques aux torons gainés protégés coulissants (type P) ;
- **partie 3 :** Prescriptions spécifiques aux torons gainés protégés adhérents (type SC).

> Les armatures de précontrainte constituées de torons gainés-protégés présentent, pour les réparations, trois avantages :

- mise en tension possible toron par toron avec l'aide d'un vérin léger, mais avec de technologies bien particulières ;
- protection intégrée contre la corrosion ;
- coefficient de frottement très faible (f ~ 0,05).

Il est à noter qu'un des principaux avantages du toron gainé-ciré sur le toron gainé-graissé est le plus faible ressuage de la cire en cas d'élévation de température ou de blessure de la gaine.

ATTENTION : *en présence de déviation sur le tracé d'un câble, il n'est pas possible de mettre en tension toron par toron un ensemble de torons gainés-protégés sans prendre des dispositions particulières, car, au droit des déviateurs, la gaine mince du monotoron éclate.*

> Deux solutions ont été mises au point pour pallier ce problème :

- les torons gainés-protégés sont placés dans un conduit PEHD continu qui est lui-même enfilé dans un tube métallique coudé au droit de chaque déviateur. De plus, avant la mise en tension, un coulis de ciment est injecté dans le conduit PEHD. Ce coulis, après durcissement, isole les monotorons et empêche l'écrasement de leur gaine mince dans les parties courbes. La mise en tension peut donc être effectuée toron par toron avec un vérin de poids et d'encombrement très réduit. Les torons sont protégés sur tout leur tracé par les différentes barrières que constituent les gaines, le coulis de ciment et le produit de protection ;

Photo n° 62 : coupe d'un câble constitué de torons gainés-protégés dans un conduit PEHD injecté *(photo LRPC)*

- les torons gainés-protégés sont laissés apparents en partie courante mais, au droit des déviateurs, chaque toron est enfilé dans une petite gaine en polyéthylène, elle-même enfilée dans un tube métallique coudé. Il y a donc autant de petites gaines et de tubes que de torons. L'ensemble des tubes coudés constitue le déviateur qui, en coupe transversale, ressemble à un barillet de revolver. Comme dans la première solution, la mise en tension peut s'effectuer toron par toron. Les monotorons ne sont pas protégés en partie courante, ils peuvent donc être vandalisés si l'accès dans l'ouvrage est facile.

Dans ces deux solutions, la protection des parties dénudées des torons au droit des ancrages est assurée par une injection de graisse ou de cire et le capotage de l'ancrage.

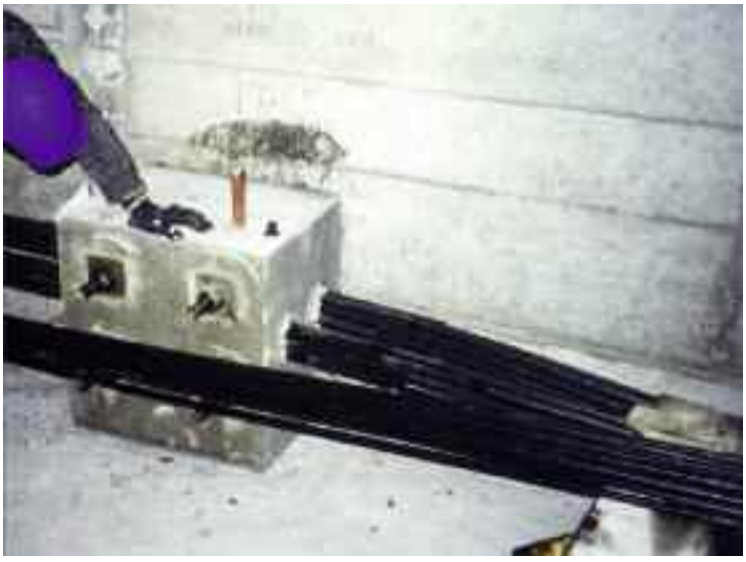

Photo n° 63 : câbles constitués de monotorons gainés-protégés libres *(photo LRPC)*

> Ces deux solutions :

- permettent la remise en tension ou la détension des armatures, si nécessaire, sous réserve de ne pas couper les monotorons à ras de l'ancrage, ce qui nécessite de les coiffer d'un capot de longueur adaptée (si les torons sont coupés, il est quand même possible de les détendre en les coupant un à un) ;
- imposent de contrôler les monotorons avant utilisation pour s'assurer qu'il n'y a pas de solution de continuité de la gaine ou de blessure et que la couche protectrice (cire ou graisse) est bien présente.

NOTE : *il faut, si nécessaire, protéger ces armatures contre les rayons U.V., les oiseaux, les rongeurs et le* ***vandalisme.***

E. Armatures en acier inoxydable :

Il n'existe pas à ce jour de câbles de précontrainte en acier inoxydable, mais une telle fabrication est du domaine du possible. En revanche, il existe des barres en acier inoxydables de divers diamètres.

Dans certains cas, pour des problèmes d'encombrement (présence d'armatures de précontrainte internes au béton limitant le diamètre du forage), **il n'est pas possible de mettre en place des barres classiques et leur conduit ou des barres inoxydables disponibles chez les fabricants avec des diamètres imposés.** Dans de tels cas, des **armatures en acier inoxydable sous forme de barres filetées** ont été utilisées. Cela a été le cas pour la seconde réparation du viaduc de la Boivre et pour celle du pont de Labéraudie dans le Lot (il s'agissait de barres n'appartenant pas à un procédé agréé).

Il y a lieu d'attirer l'attention sur le fait que le terme **«acier inoxydable»** recouvre de très nombreuses catégories d'aciers dont les propriétés sont très différentes, en particulier vis-à-vis de **leur résistance à la corrosion et de leurs caractéristiques mécaniques** (limite élastique, limite de rupture…). Ces propriétés dépendent du type d'acier (martensitique, ferritique, austénitique et austéno-ferritiques dits aciers duplex), des éléments d'alliage (chrome, nickel, molybdène, cuivre…) et de la teneur en autres éléments (carbone, silicium, azote…).

> Il faut savoir aussi que l'acier inoxydable peut subir des attaques par corrosion. En général, sauf erreur grossière dans le choix de la nuance, il ne s'agit pas d'une corrosion généralisée mais de corrosions localisées, donc vicieuses, telles que des :

- corrosions par piqûres ;
- corrosions intergranulaires ;
- corrosions caverneuses ;
- corrosion sous tension.

Les caractéristiques des aciers inoxydables sont disponibles dans les différentes normes et fascicules de documentation ci-après : **NF EN10020, NF EN 10088-1, NF EN 10088-2, NF EN 10088-3, NF A 45-110, FD A 35-570, FD A 35-585, FD A 35-586, FD A 35-602.** Les aciers utilisés pour la précontrainte sont, normalement, choisis dans les aciers austénitiques très nobles et très coûteux.

Les aciers inoxydables ont, en général, une limite d'élasticité relativement faible qui peut cependant être relevée par un écrouissage, des traitements thermiques.

> Exemple de réparation par barres en acier inoxydable :

L'acier inoxydable utilisé pour les réparations du viaduc de la Boivre était un acier 316 LN2 Z2 CMD 18 produit par les aciéries d'IMPHY traité à l'azote avant laminage, avec écroûtage de la couche de calamine, coupe au dimensions et transfert vers l'usinage (filetage).

Le filetage réalisé devait être conforme aux normes **NF E 03-011 NF E 03-012** relatives au filetage trapézoïdal asymétrique «dit d'artillerie» (utilisé dans les canons). Il avait pour objet de limiter au maximum les pertes par déformation dues à l'écrasement des filets à la mise en tension.

Caracté-ristiques mécaniques	Frg (MPa)	Feg (MPa)	Eg (hors striction)	Eg (avec striction)	Relaxation à 1.000 h (à 0,9Fe) (en %)h	Résilience (daJ)	Potentiel (mmV)	Module d'élasticité (MPa)	Essai de corrosion LCPC
Norme	700	550	6	9					
Mesures	1.010	860	9	12	2,4	12 de 0 à 40°C	+500	185.000	Sans attaque

Tableau n° 13 : caractéristiques mécaniques de barres en acier inoxydable utilisées comme armatures de précontrainte

Lors des **réparations du pont de Labéraudie,** des barres en stock identiques à celles utilisées au viaduc de la Boivre ont été «relaminées» pour réduire leur diamètre et ont subi un traitement thermique. Les contrôles effectués sur les barres mises en place ont montré que la **relaxation** était plus importante que celle des barres en stock avant relaminage. Cette augmentation était due aux diverses opérations effectuées. De plus, les contrôles de la tension des barres effectués sur le site **un an après leur mise en tension** ont montré que les **bagues isolantes en «céleron»** (entre les parties en acier et celles en acier inoxydable) subissaient une sorte de fluage non constaté au viaduc de la Boivre. **Il a donc fallu procéder à la remise en tension de toutes les barres !**

> Conclusions et recommandations : lorsqu'il n'est pas possible de recourir aux barres inoxydables disponibles sur le marché, le choix et la mise en œuvre de barres en acier inoxydable nécessitent beaucoup de précautions :

- il faut connaître l'agressivité du milieu et en particulier les risques de contact avec les chlorures (sels de déverglaçage, embruns marins) auxquels certains aciers inoxydables sont très sensibles ;
- il faut consulter les spécialistes pour le choix des nuances et des traitements mécaniques (écrouissage, étirage, filetage…) et thermiques (trempe, recuit…) ;
- il est recommandé de respecter les stipulations suivantes :
  - taux de carbone e ≤ 0,05%,
  - trempe à l'air suivie d'un double recuit (750°C et 620°C) qui conduit à une résistance à la rupture relativement modeste (850 à 1.000 MPa) mais qui confère à l'acier une excellente ductilité, une très bonne tenue à la fatigue et un comportement très satisfaisant vis-à-vis de la corrosion,
  - tension à l'origine limitée à 0,7 Frg (comme toutes les barres de précontrainte),
  - pré-étirage en usine à un taux supérieur à celui de la mise en tension,

- essai de traction simple et de relaxation au titre d'épreuve de convenance, de façon à quantifier les pertes à l'ancrage (incidence du filetage) et la valeur du module d'élasticité,
- fourniture à la livraison et par lot de la valeur moyenne du module d'élasticité (fourchette autorisée ±5 %) ;

- il faut aussi, par l'intermédiaire de bagues isolantes, éviter tout contact avec d'autres matériaux et, en particulier, l'acier des plaques d'ancrage, des sabots…(sauf si ces pièces sont aussi fabriquées avec le même acier inoxydable) avec lequel l'acier inoxydable peut présenter une incompatibilité du 3ème degré entraînant la corrosion galvanique de l'acier ;
- il faut aussi prévoir de mesurer les déformations instantanées et différées des bagues isolantes s'il n'est pas possible de les supprimer en choisissant l'acier inoxydable pour toutes les pièces métalliques en contact avec les barres ;
- enfin, il faut éviter que les barres soient soumises à des salissures (fientes des oiseaux) qui vont gêner la réfection de la couche passivante, gage d'une inoxydabilité (se reporter au **guide FABEM 1** qui détaille les propriétés des aciers inoxydables).

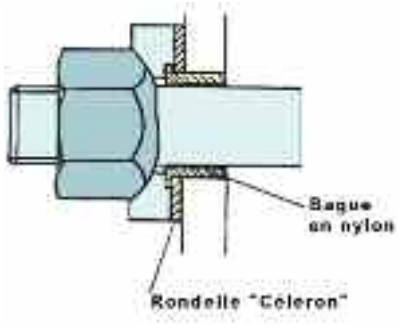

Figure n° 110 : isolement des barres en acier inoxydable

Photo n° 64 : unité de précontrainte en acier inoxydables avec ses bagues isolantes *(crédit photo D. Poineau)*

7.2.2.2 Procédés de précontrainte

Les procédés de précontrainte doivent être conformes aux dispositions du Guide d'Agrément Technique Européen n°13 **(ETAG 13).** Ils doivent faire l'objet d'un Agrément Technique Européen **(ETA [Europeen Technical Agrement])** par **l'organisme notifié d'agrément** (AB) et d'un suivi de la production par un **organisme notifié de certification** (CB), qui est en France **l'ASQPE. La certification de conformité permet d'obtenir le marquage CE.**

L'ATE couvre tous les composants du système, y compris les gaines, les coulis d'injection, et les dispositifs annexes.

Le règlement de **l'ASQPE** (CPS PP Rc1 rév 2 d'avril 2008) traite de la procédure de certification de conformité des procédés de précontrainte.

7.2.2.3 Conduits

Lorsque la précontrainte est intérieure au béton, les conduits doivent satisfaire aux exigences l'article 102.2 du fascicule 65 du CCTG et de l'ATE relatif au procédé de précontrainte. Lorsque la précontrainte est extérieure au béton, les exigences de l'article 112.2 s'ajoutent aux précédentes. Peuvent être utilisés pour réaliser ces conduits :

> Cas des conduits pour armatures de précontrainte intérieures au béton :

- des gaines en feuillard d'acier cintrables à la main ou des tubes d'acier laminé soudé cintrables sur machine qui répondent aux exigences de la norme **NF EN 523 :** gaines en feuillard d'acier pour câbles de précontrainte – terminologie, prescriptions, contrôle de qualité (voir aussi les normes NF EN 524-1 à 6),
- des gaines en matière plastique si **l'ATE** du procédé le prévoit et en l'absence de dispositions contraires du **marché** ;

> Cas des conduits pour armatures de précontrainte extérieures au béton :

- des tubes métalliques lisses en acier de nuance E 235. Se reporter au chapitre 11 du **fascicule 65 du CCTG** et aux normes **NF EN 10305-1, NF EN 10216-1, NF EN 10217-1** et **NF EN 10219,**
- des gaines lisses en PEHD admis à la Marque NF (règlement de la marque **NF 114**) de type PE 80 ou PE 100 et de série basse pression 0,63 MPa (classe PE 80) ou de série pression 1 MPa (classes PE 80 et PE 100. Se reporter au chapitre 11 du **fascicule 65 du CCTG** et aux normes **NF EN 12201-1, NF EN 12201-2 et NF EN 12201-5.**

> Caractéristiques, avantages et inconvénients des différents conduits :

Unités de précontrainte	Diamètre extérieur des tubes en acier (mm)	Diamètre extérieur des tubes en PEHD (mm)
12T15	80	90
19T15	101,6	110

Tableau n° 14 : diamètres extérieur des unités de précontrainte utilisées couramment lors des réparations

A. Les gaines en feuillard d'acier :

Elles sont inadaptées à la précontrainte extérieure à cause de leur fragilité, de leur manque d'étanchéité et de leur sensibilité à la corrosion.

Photo n° 65 : gaine classique en feuillard nervuré *(crédit photo D. Poineau)*

B. Conduits métalliques :

Les conduits métalliques rigides dont l'épaisseur est au moins égale à la valeur minimale fixée par l'article 112.2.2.1 du **fascicule 65 du CCTG**, sous réserve **d'une protection efficace contre la corrosion,** par exemple par galvanisation. Ils présentent cependant l'inconvénient d'un coefficient de frottement en courbe relativement élevé (f = 0,20 à 0,30).

En général, les conduits métalliques sont utilisés pour une injection à la graisse qui impose une étanchéité parfaite à cause du ressuage. Cependant, des gaines en PEHD peuvent aussi être utilisées.

Pour les injections à la graisse, **les tubes métalliques doivent être raccordés par soudure,** sinon leur étanchéité n'est pas assurée vis-à-vis des ressuages par temps chaud.

De plus, **des chambres d'expansion,** espacées de 5 à 10 m, sont à prévoir pour permettre la dilatation de la graisse. L'expansion de la cire est également à prendre en compte.

Photo n° 66 : ressuage de graisse et corrosion des tubes *(crédit photo D. Poineau)*

> Le calcul de l'expansion de la graisse ou de la cire est donné par la formule suivante issue du fascicule 65 du CCTG :

$$\Delta V = V[\alpha^3 - 2\alpha](T_{max} - T_0)$$

Avec :

- V le volume du conduit
- α^3 le coefficient de dilatation cubique du produit souple (60×10^{-5}/°C pour la graisse ou la cire)
- α le coefficient de dilatation du matériau du conduit (1×10^{-5}/°C pour l'acier, 20×10^{-5}/°C pour le polyéthylène…)

Photo n° 67 : conduits métalliques et vase d'expansion au pont de Bayonne *(photo LRPC)*

C. Conduits en polyéthylène haute densité (PEHD) :

Se reporter aux exigences du chapitre 11 du **fascicule 65 du CCTG.** Les tubes en **PEHD** sont utilisées classiquement pour la précontrainte extérieure lorsque les injections sont faites avec des produits à base de liants hydrauliques (**ATTENTION** aux limites d'emploi pour préserver la sécurité du personnel lors d'une opération éventuelle de démontage) ou avec des produits souples (graisses et cires).

REMARQUE : *sur certains ponts, des tubes en matériaux composites (fibrés) ont été utilisés car ils sont translucides, ce qui permet de suivre la progression des produits d'injection.*

7.2.2.4 Raccords entre conduits

> La continuité des conduits peut être réalisée au moyen de plusieurs types de raccords :

- des manchons collés, qui peuvent poser des problèmes d'étanchéité lors des injections ;
- des raccords métalliques (du type express, du type Gibault, à brides…), qui permettent d'assurer la continuité et l'étanchéité des conduits après la mise en tension des câbles car, en général, les conduits ne sont pas raboutés sur toute leur longueur pour permettre la reprise du mou des câbles (se reporter aux photographies ci-après ;
- des manchons thermo-rétractables, qui sont relativement fragiles et qui n'adhèrent pas toujours bien à certains matériaux. Ils ne doivent donc pas être utilisés (se reporter à photographie ci-après) ;
- la soudure au miroir et les manchons électro-soudables, qui permettent de raccorder les conduits en polyéthylène 5 (se reporter aux deux photographies ci-après). Il est à noter que, contrairement à la soudure au miroir, le manchon ne produit pas de bourrelet à l'intérieur du conduit. Cette solution peut donc être préférée.

Photo n° 68 : raccord entre deux tronçons d'un conduit au viaduc des Canadiens *(crédit photo D. Poineau)*

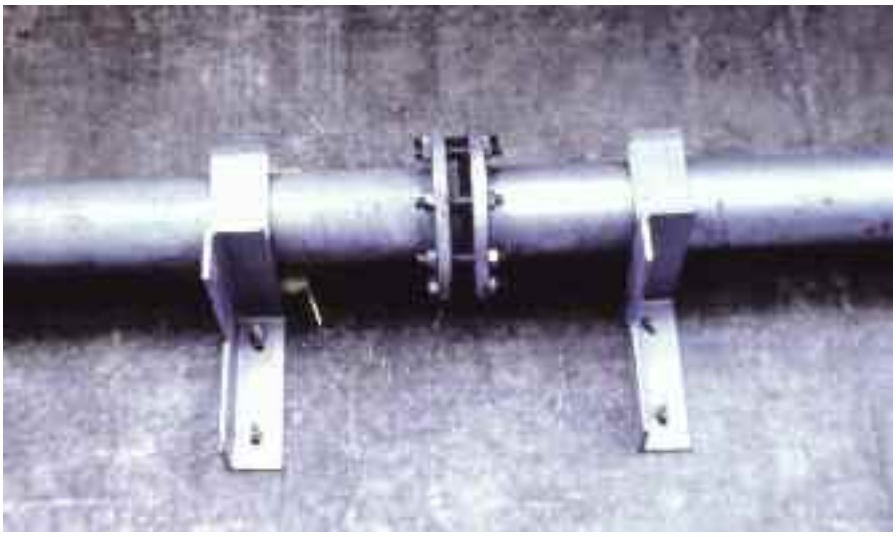

Photo n° 69 : raccord à bride au pont de Lestelle *(crédit photo D. Poineau)*

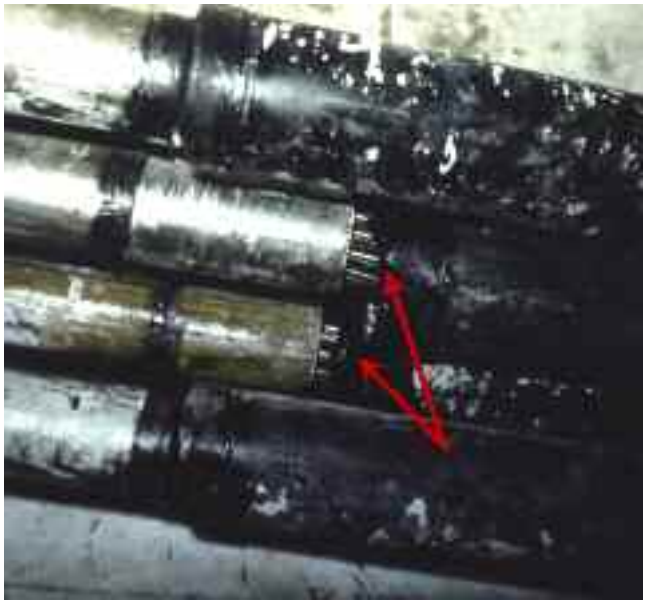

Photo n° 70 : manchons thermo-rétractables rompus au pont sur l'Arve II *(crédit photo LRPC)*

Photo n° 71 : soudure au miroir au pont de Châlons-en-Champagne *(crédit photo Sétra)*

Photo n° 72 : mise en œuvre de manchons thermo-soudables *(crédit photo D. Poineau)*

7.2.2.5 Déviateurs métalliques et selles d'appui des déviateurs

Lorsque les déviateurs métalliques sont des pièces mécano soudées, on utilise pour leur fabrication des aciers de construction conformes aux textes en vigueur (normes françaises et **fascicule 4 titre 3 du CCTG**). Ils doivent être, dans la mesure du possible, protégés contre la corrosion par galvanisation à chaud, ce qui nécessite des aciers de composition conforme à la norme **NF A 35-503** : Aciers pour galvanisation par immersion à chaud.

> Les tubes métalliques utilisés au droit des déviateurs pour réaliser ce qu'on appelle communément «les doubles tubages»[18] sont des tubes de constructions conformes aux normes européennes suivantes :

- NF EN 10305-3 : Tubes de précision en acier - Conditions techniques de livraison - Partie 3 : tubes soudés calibrés ;
- NF EN 10219-1 : Profils creux pour la construction formés à froid en acier de construction non alliés et à grains fins - Partie 1 : Conditions techniques de livraison ;
- NF EN 10219-2 : profils creux pour la construction formés à froid en acier de construction non alliés et à grains fins - Partie 2 : Tolérances, dimensions et caractéristiques du profil.

Leur diamètre intérieur doit être un peu plus grand, de l'ordre d'une vingtaine de millimètres, que le diamètre extérieur des conduits de précontrainte, de façon à permettre le démontage de la précontrainte additionnelle.

Leur rayon de courbure est légèrement plus petit que celui de l'armature de façon à éviter le pincement du conduit. Un évasement en trompette est souhaitable pour éviter le pincement transversal de la gaine (se reporter à la photographie ci-après).

Il existe plusieurs types (b_1, b_2 et b_3...) d'organes de déviations (se reporter au **fascicule 65 du CCTG**).

Photo n° 73 : exemple de pincement d'un tube en polyéthylène au pont de Moulins-Lès-Metz *(crédit photo D. Poineau)*

7.2.2.6 Accessoires d'injection

Les accessoires d'injection, y compris les vases d'expansion (injections à la graisse ou à la cire), doivent satisfaire aux exigences du **fascicule 65 du CCTG** et de **l'ATE** relatif au procédé de précontrainte.

[18] *Le terme de double doublage est impropre pour désigner les différents types de déviations dont certains n'ont pas une forme tubulaire.*

7.2.2.7 Produits de protection des armatures de précontrainte

> Les produits de protection doivent :

- soit être un élément du procédé de précontrainte bénéficiant du **marquage CE,**
- soit bénéficier d'un **marquage CE** lié à un **ATE** spécifique.

Les produits de protection sous forme de coulis d'injection à base de liants hydrauliques *doivent répondre aux spécifications de* ***l'ETAG 13*** *et du chapitre 13 du* ***fascicule 65 du CCTG.*** *En France, un coulis spécial d'injection à base de liants hydrauliques a été agréé par* ***l'ASQPE*** *conformément à son règlement d'agrément* ***CSP CI Rc1 rév 1 d'avril 2008*** *basé sur le* ***GATE 13.***

Les produits de protection souples *(graisses et cires) doivent satisfaire aux exigences du chapitre 14 du* ***fascicule 65 du CCTG.***

> Il appartient au marché de fixer :

- le type de précontrainte à mettre en œuvre : une **précontrainte intérieure** au béton (c'est le cas des barres de précontrainte de clouage des massifs d'ancrage) et/ou une **précontrainte extérieure** au béton (c'est le cas de la précontrainte additionnelle longitudinale) ;
- la démontabilité ou non des unités de précontrainte ;
- les caractéristiques des unités de précontrainte à mettre en œuvre (par exemple, pour des câbles toronnés : le type de toron [clair ou gainé-protégé], le diamètre et le nombre des torons de l'unité, la classe de résistance des aciers [pour les câbles toronnés : de 1770 MPa à 2160 MPa], la classe de relaxation…) ;
- les types de conduits à mettre en œuvre (gaines métalliques cintrables à la main, conduits métalliques, conduits en polyéthylène, conduits en fibres de verre translucides…) et leur géométrie (diamètre et épaisseur) ;
- le type d'organe de déviation pour les armatures de précontrainte extérieure (tronçon de conduit ou déviateur à double paroi de type b1, b2 ou b3) ;
- la nature de la protection des armatures de précontrainte (coulis à base de ciment ou protection souple du type cire pétrolière) en fonction du type de précontrainte retenue ;
- **les adaptations imposées** par le projet comme, par exemple, les blocs d'ancrage métalliques non-conforme **à l'ATE de la précontrainte additionnelle transversale,** les sabots métalliques à disposer sous le hourdis inférieur, les capots à caractère esthétique servant de cache et de protection… Tous les dispositifs et organes métalliques doivent, normalement, être en acier formulé pour la galvanisation par immersion à chaud et galvanisé (l'épaisseur du revêtement est à préciser) ;

- les dispositions en matière de protection contre la corrosion des pièces en contact avec l'atmosphère (se reporter au **fascicule 56 du CCTG** et aux systèmes anticorrosion certifiés par **l'Association pour la Certification et la Qualification en Peinture Anticorrosion [ACQPA]** qui assure aussi la certification du personnel d'application) ;
- la possibilité, dans certaines limites, pour **l'entrepreneur**, de faire des propositions techniques.

NOTE : *le site de* ***l'ASQPE*** *donne les listes des armatures, des procédés de précontrainte, des coulis et des entreprises de mise en œuvre certifiés.*

7.2.3 MATÉRIAUX COMPOSITES

Sous forme de feuilles et/ou de plaques collées (se reporter au **guide FABEM 7**). De tels produits peuvent aussi être utilisés comme armatures de précontrainte.

NOTE : *si le projet a été établi en ce sens et si la précontrainte additionnelle fait appel à un système de bandes de matériaux composites (pultrudés) mises en tension ou tout autre système équivalent, il appartient au* ***marché*** *de fixer les exigences à respecter car, à ce jour, de tels dispositifs de précontrainte relèvent de brevets et non d'un agrément technique.*

Photo n° 74 : ancrage fixe et mobile de bandes de matériaux composites tendues *(crédit photo Sika-Suisse)*

7.2.4 PROFILÉS MÉTALLIQUES ET ORGANES D'ASSEMBLAGE

Il s'agit des boulons non-précontraints, des boulons précontraints (boulons à serrage contrôlé ou boulons HR) et produits de soudage.

> Il appartient au marché de fixer :

- les caractéristiques mécaniques, les classes de qualité vis-à-vis de la rupture fragile, les classes de soudabilité, les états de livraison et les caractéristiques géométriques des aciers de construction à mettre en œuvre,
- les types d'acier : normalement, il s'agit d'aciers pour galvanisation par immersion à chaud et galvanisés (l'épaisseur du revêtement est à préciser),
- les organes d'assemblage à utiliser.

Se reporter au **guide FAME.**

7.2.5 CHEVILLES D'ANCRAGE MÉTALLIQUES

Il s'agit des chevilles à expansion, à verrouillage, à scellement, pour la fixation provisoire, voire définitive, sur le béton, de blocs d'ancrages métalliques, de certains matériels comme les foreuses… Ces dispositifs d'ancrage font l'objet d'un **ATE** liés au guide **ETAG n°001** (se reporter au **guide FABEM 7** et au paragraphe **7.2.9 au-dessous**).

7.2.6 BÉTONS

Il s'agit des bétons pour la réalisation des massifs d'ancrage, des déviateurs… Les bétons normaux et à haute résistance (BHP) jusqu'à 100 MPa relèvent de la norme **NF EN 206-1** complétée par les exigences du **fascicule 65 du CCTG** et des autres textes visés par ce dernier. Les bétons autoplaçants (BAP) relèvent du **fascicule 65 du CCTG**, du **projet national BAP** et des **recommandations de l'AFGC** de janvier 2008 en attendant la parution de normes européennes…

Il appartient au **marché** de fixer les caractéristiques que doivent présenter les différents constituants du béton à mettre en œuvre (ciments, granulats, adjuvants, ajouts, eau de gâchage) en fonction des conditions d'environnement de l'ouvrage et de la durée de vie souhaitée pour la réparation et/ou le renforcement.

7.2.7 MORTIERS DE RÉPARATION

Il s'agit des produits qui doivent être mis en place manuellement ou coulés en place dans des coffrages (avec ou sans pression) ou projetés. Les produits et systèmes (prêts à l'emploi) de réparation structurale relèvent de la norme **NF EN 1504-3.**

Il appartient au **marché** de fixer les caractéristiques que doivent présenter les différents produits ou systèmes à utiliser (se reporter au **guide FABEM 1**).

7.2.8 PRODUITS OU SYSTÈMES POUR L'INJECTION DES FISSURES

Il s'agit des produits à base de liants hydrauliques (H) ou de résines (P) et de type F (c'est-à-dire permettant de transmettre les efforts au travers des fissures pour satisfaire au principe 4 [fonction] de renforcement structural et à la méthode de réparation 4.5 conformément à la norme **NF EN 1504-5**).

> Il appartient au marché de fixer :

- les niveaux de performances que doit présenter le produit ou le système pour l'injection des fissures en fonction des caractéristiques du béton de la structure (résistance), de celles des fissures (**ouverture**, activité, présence ou absence d'humidité, voire d'eau avec ou sans pression) et des conditions de mise en œuvre comme la température, la présence d'agents agressifs, l'accessibilité aux diverses faces de l'élément fissuré …,
- les exigences en matière de résistance à la compression, puisque le produit d'injection est mis en compression lors de la mise en œuvre de la précontrainte additionnelle (**imposer** dans le **marché** que les produits aient été testés vis-à-vis de l'essai de **cisaillement oblique**[19], conformément à la norme **NF EN 12618-3**),
- les exigences en matière de température de transition vitreuse (Tv), en tenant compte que la norme **NF EN 1504-5** impose une valeur plancher relativement faible (40°C),

ATTENTION : *il est rappelé, qu'en fonction des conditions de température et d'humidité, les caractéristiques d'une résine organique peuvent évoluer* ***positivement ou négativement,*** *mais que cette évolution n'est pas forcément fonction de la température de transition (Tv) initiale.*

[19] *Dans le tableau 1 a) de la norme NF EN 1504-5, cet essai ne relève pas de toutes les utilisations prévues.*

- l'obligation de la fourniture des valeurs de **dureté Shore (D)** que présente le produit ou le système d'injection à base de résines à 24 heures, 48 heures… (la mesure de la dureté Shore assure en effet un contrôle rapide de la polymérisation),
- la consistance de **l'épreuve d'étude** à exécuter pour permettre l'acceptation des produits, par exemple, si les conditions de mise en œuvre sortent des **limites de la norme** (température extrêmes, injection sous l'eau…).

NOTE : *la norme de référence, outre l'injectabilité, vise l'adhérence et la résistance à la traction. Ces deux propriétés ne suffisent pas à assurer une réparation structurale qui impose, en plus de l'injection, la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle. Se reporter au* ***guide FABEM 3*** *qui détaille les caractéristiques que doivent présenter les produits et systèmes (l'attention du lecteur est attirée sur l'abrogation nombreuse normes de la série* ***P 18-800*** *depuis la rédaction du guide).*

7.2.9 PRODUITS ET SYSTÈMES POUR LE SCELLEMENT (ANCRAGE) DES ARMATURES PASSIVES

Ces produits relèvent de la norme **NF EN 1504-6** ou de **l'ATE n°1.**

Il appartient au **marché** de fixer les performances que doit présenter le produit ou le système de produits à base de liants hydrauliques (H) ou de résines (P) pour le scellement d'armatures passives (se reporter au **guide FABEM 7**).

7.2.10 PRODUITS ET SYSTÈMES DE PRODUITS DE CALAGE

Ces produits pour le calage relèvent des normes : **XP P 18-821** (produits de calage à base de liants hydrauliques) et **XP P 18-822** (produits de calage à base de résines synthétiques). Il est rappelé que produits et systèmes pour le scellement relèvent de la norme **NF EN 1504-6 ;**

7.2.11 PRODUITS ET SYSTÈMES DE PRODUITS POUR LE COLLAGE STRUCTURAL

Ces produits relèvent de la norme **NF EN 1504-4.** Ces produits concernent, par exemple, le collage de renforts en matériaux composites.

Il appartient au **marché** de fixer les performances que doit présenter le produit ou le système pour le collage structural (se reporter au **guide FABEM 7**).

> ***Rappel :*** *tous les produits et systèmes de réparation des bétons (produits de scellement, de calage, d'injection…) peuvent être admis à la* ***marque NF : produits spéciaux.*** *Il est conseillé d'imposer cette marque ou une marque de qualité équivalente (tous les types de produits de réparation ne sont pas forcément couverts par une marque, les fabricants pouvant se contenter du* ***marquage CE****), car le règlement d'une marque renforce les exigences du* ***marquage CE*** *défini dans* ***l'annexe ZA*** *des normes produits.*

7.2.12 SYSTÈMES D'ÉTANCHÉITÉ

Ces systèmes sont nécessaires pour réparer ou remplacer totalement la chape d'étanchéité existante, si nécessaire. La réparation des étanchéités relève du **guide FAEQ 2 ;** elle fait aussi appel au **fascicule 67 titre 1 du CCTG** et aux **avis techniques du Sétra** en attendant les certifications de **l'ASQPE**.

7.2.13 PRODUITS ET SYSTÈMES POUR COUCHES DE ROULEMENT

Ces produits sont utilisés pour la réparation ou la réfection totale du revêtement de chaussée. Les caractéristiques que doivent présenter des enrobés à mettre en œuvre sur un pont ne sont pas forcément celles des enrobés mis en œuvre en partie courante (hors ouvrage). Le **dossier du Sétra «STER 81»** explicite les qualités à exiger. La mise en œuvre relève des dispositions du **fascicule 27 du CCTG.**

Se reporter au **guide FAEQ 1** et au **guide FABEM 7.**

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

NOTE : *la mise en œuvre des enrobés sur un pont provoque des* ***gradients thermiques verticaux*** *dans le tablier, mais si la mise en œuvre n'est pas réalisée symétriquement, elle provoque également des* ***gradients thermiques transversaux.*** *Ces gradients peuvent provoquer des désordres, en particulier au niveau des appareils d'appui et des joints de dilatation, si les déformations thermiques se trouvent bloquées (se reporter au* ***Bulletin Ouvrages d'Art n°54 du Sétra*** *qui développe les constatations effectuées sur le tablier métallique du pont de Cheviré.) Sur un pont béton, les effets sont moindres, mais ils existent cependant. Il est donc conseillé d'étudier le problème avant l'opération et de veiller à symétriser la mise en œuvre des enrobés.*

7.2.14 AUTRES MATÉRIAUX ET PRODUITS

Il s'agit des équipements, des éléments de protection, des appareils d'appui qui doivent parfois être remplacés lors des travaux de réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle.

Il appartient au **marché** de fixer les exigences à satisfaire (se reporter aux **guides du Sétra** et aux **guides du STRRES de la famille FAEQ.**

Tous les critères de choix ont été développés dans le ***paragraphe 3.3 du guide FABEM 1*** *et, étant donné que l'annexe 1 du même guide liste tous les documents de référence correspondants, il n'a pas été jugé utile de recopier dans le présent guide tous les détails des critères de choix des produits et matériaux listés ci-devant.*

Il est aussi rappelé qu'il faut consulter les normes, les fiches des produits pour s'assurer que ces derniers ont bien les qualités pour satisfaire ***aux conditions spécifiques d'utilisation sur le chantier.***

Cependant, comme depuis la parution du ***guide FABEM 1,*** *des évolutions ont eu lieu,* ***l'annexe 1 du guide FABEM 7*** *liste tous les documents de références avec leur date de valeur. La mise à jour correspond sensiblement à la date de mise en ligne du présent guide.*

8

Conditionnement, transport, manutention et stockage des produits

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Le lecteur est invité à consulter **les paragraphes 3.4 et 3.5 du guide FABEM 1** qui définissent les exigences imposées lors de ces opérations.

> En particulier, dans ces paragraphes, sont définis :

- pour les produits prêts à l'emploi, les exigences sur le conditionnement et le marquage ;
- pour les produits fabriqués sur chantier, les exigences sur le conditionnement ;
- les conditions de transport, manutention et stockage pour les produits de réparation des types (H) et (P) pour éviter leur altération, en particulier, par des températures excessives ;
- les conditions de transport, manutention et stockage pour les produits et matériaux traditionnels (granulats, ciments, bétons, armatures de béton armé, armatures de précontrainte, aciers de construction, produits de soudage, éléments préfabriqués…).

La rédaction du **CCTP du marché** concernant les produits et matériaux traditionnels peut s'inspirer des **fascicules du CCTG** concernés (**fascicule 65** pour les ouvrages en béton, **fascicule 66** pour les ouvrages métalliques…) et du **CCTP-type du Sétra.**

9 Matériels à utiliser

9.1 Généralités
9.2 Opérations nécessitant des clauses particulières dans le marché vis-à-vis de certains matériels

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

9.1 Généralités

Dans le cadre de **la procédure correspondant aux travaux à réaliser, l'entrepreneur** propose à l'acceptation **du maître d'œuvre** le matériel qu'il compte utiliser dans le respect des dispositions **du marché** et conformément aux stipulations des documents rendus contractuels (normes, fascicules du CCTG, guides techniques…) et des fiches techniques des fabricants[20].

L'état et le bon fonctionnement du matériel doivent être contrôlés par **l'entrepreneur** qui s'assure également de la présence **des fiches techniques et des carnets d'entretien, voire des procès-verbaux de tarage** (manomètres, dispositifs de pesage…). Il présente ces documents **au maître d'œuvre** sur sa demande ou dans les conditions prévues par **le marché** ou les documents rendus contractuels.

> Les différents matériels à utiliser concernent l'ensemble des opérations visées dans le paragraphe 9.2 ci-dessous :

- opérations communes (installation des moyens d'accès, réalisation des travaux préliminaires, détection des armatures passives et actives…) ;
- opérations nécessaires pour la mise en œuvre de la précontrainte additionnelle (réalisation de forages et de percements, préparation des surfaces, scellement d'armatures passives, réalisation des massifs d'ancrage et de déviation, mise en place des unités de précontrainte, réalisation des injections des fissures, mise en tension des armatures de précontrainte, mise en œuvre de la protection des armatures de précontrainte…)
- opérations terminales et travaux de finition.

La majeure partie des opérations susvisées relève des **travaux classiques de génie civil** (ferraillage, câblage, coffrage, bétonnage, mise en tension d'armatures de précontrainte…) **sauf que ces travaux se déroulent sur un ouvrage existant** et très souvent avec des **difficultés spécifiques** [difficultés d'accès, exiguïté des lieux, présence du trafic routier…]). Le matériel utilisé pour ces travaux est donc du matériel classique qui peut nécessiter des adaptations. Par exemple, il est rarement possible d'utiliser des moyens de manutention puissants.

Pour ces diverses opérations et pour la rédaction du **marché**, il suffit de se référer aux différents **fascicules du CCTG** concernés, aux **normes d'exécution** et au **CCTP-type du Sétra.**

[20] ***Le marché*** *vise en tant que de besoin les fiches techniques de fabricants, les normes, les fascicules du CCTG, les guides techniques en totalité ou en partie…*

> Les opérations spécifiques les plus importantes lors de la réalisation d'une précontrainte additionnelle et qui doivent faire l'objet de clauses particulières dans le marché sont les suivantes :

- **la mise en place des moyens d'accès :**

Le marché doit préciser, en fonction des contraintes de circulation, de navigation, des contrôles extérieurs à effectuer, des types de travaux à effectuer…si les moyens d'accès admis peuvent être des engins automoteurs du type nacelles élévatrices ou négatives, des passerelles, des échaudages suspendus, montés sur barge…

Les engins automoteurs et les passerelles ne permettent d'accéder qu'à un endroit à la fois, ils peuvent avoir des capacités portantes limitées, ils peuvent bloquer des voies de circulation. Un échafaudage suspendu permet d'accéder à tout l'intrados de la travée à réparer, ce qui facilite les travaux et le contrôle extérieur, mais il peut engager le gabarit de navigation…

Photo n° 75 : dispositif d'accès aux faces latérales du pont d'Agde *(crédit photo D. Poineau)*

- **le relevé de la géométrie de l'ouvrage, l'implantation des axes de référence et l'implantation des emplacements de forage ou de percement :**

Le marché doit préciser que ces implantations doivent être effectuées par un géomètre, les mesures à effectuer, la précision des mesures à effectuer, les repères à implanter (les axes, les numéros des voussoirs, les points cardinaux, l'amont, l'aval…)…

- **le repérage des armatures passives et actives** dans les zones où il est prévu d'effectuer des percements, des forages…

Le marché doit préciser, en fonction de l'épaisseur des éléments, de la position, des enrobages des armatures, des règles de radioprotection… quels moyens peuvent ou non être mis en œuvre pour effectuer ces opérations (gammagraphie, géoradar, pachomètre…), comment doivent être effectuées ces opérations (autorisations, période, avec ou sans trafic…), comment doivent être présentés les résultats. Il est rappelé que les plans d'exécution doivent être, si nécessaire, modifiés en fonction des résultats des repérages.

- l**a réalisation d'encoches, de perçages** pour le scellement d'armatures passives, de forages pour le passage des câbles ou des barres de la précontrainte additionnelle, de sciages d'éléments :

Photo n° 76 : perceuse pour carottier diamanté *(crédit photo Longyear)*

Le marché doit préciser les types de matériels utilisables et interdire ceux inadaptés (précision des forages trop aléatoire, risques d'épaufrures et de fissuration du béton…). Normalement, les moyens à mettre en œuvre pour les perçages et forages sont les suivants :

- pour les perçages destinés aux scellements d'armatures :
  - perceuse électrique à percussion jusqu'aux barres de 25 mm de diamètre,
  - foreuse équipée d'un carottier diamanté pour les diamètres de barres supérieurs ;
- pour les forages destinés aux passages de câbles ou de barres de précontrainte :
  - foreuse équipée d'un carottier diamanté.

Photo n° 77 : scie à disque diamanté *(crédit photo Longyear)*

Se reporter au **guide FABEM 7** qui traite du scellement des armatures de béton armé.

La présence à proximité des perçages ou des forages d'armatures passives ou actives impose que le **marché** fixe les tolérances géométriques que doit respecter le trou à réaliser ainsi que les dispositions à prendre au cas où, accidentellement, une armature serait touchée ou sectionnée.

- **la réalisation des démolitions de certaines parties de l'ouvrage, la réalisation de saignées ou d'encoches :**

Ces travaux doivent être réalisés avec des engins qui minimisent au maximum les risques d'endommagements (éclatement, microfissuration…) du béton de la structure situé à proximité des parties à repiquer ou enlever.

Le **marché** doit préciser les types de matériels utilisables et interdire ceux inadaptés. Se reporter au **guide FABEM 1** qui donne les avantages et les inconvénients des différents matériels utilisables pour repiquer ou enlever le béton.

- **le bétonnage des massifs d'ancrage ou de déviation, voire d'autres éléments :**

Le bétonnage de ces pièces est délicat (accès difficile, exiguïté des lieux, ferraillages denses…). Lorsque l'accès sur le tablier est possible, **un bétonnage traditionnel gravitaire** est parfaitement envisageable sous réserve de prévoir des cheminées de bétonnage et des trappes de vibration dans les coffrages. Si l'accès n'est pas possible, il est préférable d'envisager le recours à un **béton autoplaçant** injecté en partie basse des coffrages.

Dans le cas où la réparation concerne une partie du tablier endommagée par un choc, une poussée au vide…, la mise en place du béton peut se faire par projection, par injection dans des coffrages étanches…

Il appartient donc au **marché** de fixer les diverses contraintes à respecter et le type de bétonnage à réaliser.

- **la mise en œuvre de barres de précontrainte** de faible longueur utilisées pour le clouage de massifs d'ancrage ou de déviateurs (voire pour la précontrainte des âmes ou des hourdis) :

Se reporter au **fascicule 65 du CCTG** qui précise les **précautions à prendre** et les **moyens de mesure** à utiliser pour contrôler que les barres sont correctement tendues. Il appartient au **marché** de fixer les exigences qui s'imposent.

- **l'injection des fissures :**

La rédaction du **marché** peut s'appuyer pour le choix **des matériels** à utiliser sur le **guide FABEM 3,** qui traite de l'injection des fissures et, en particulier, des fissures actives, avec la nécessiter de prévoir un **chargement préalable** pour ouvrir les fissures, des **dispositifs pour stabiliser les gradients thermiques** et les instruments de mesure visés ci-après.

■ **la mise en tension des armatures de précontrainte :**

La mise en tension des armatures de précontrainte peut être réalisée au moyen de **vérins lourds et encombrants dits mono-groupe** (tous les torons d'un câble sont mis en tension) ou de vérins permettant de mettre en tension les torons les uns après les autres, ce qui impose l'utilisation de **monotorons gainés-protégés.**

■ **les moyens de mesure :**

Le marché doit préciser quels sont les **matériels de mesures** à mettre en œuvre par un laboratoire spécialisé pour s'assurer que la tension des armatures est bien atteinte (mesure de la tension, mesure des coefficients de transmission) et surtout si la précontrainte referme les fissures comme prévu, c'est-à-dire que les contraintes calculées sont bien obtenues dans les sections équipées.

Cet équipement de mesures est ensuite utilisé lors des **essais de chargement** nécessaires à la **réception des travaux** pour s'assurer de l'efficacité de la réparation et/ou du renforcement.

Le contrôle de la bonne répartition des contraintes fait appel à l'utilisation de **jauges de déformation et de capteurs de déplacement** reliés à des dispositifs d'enregistrement automatiques qui permettent de tracer les diagrammes des déformations mesurées pour pouvoir les comparer à celles prévues. La mesure des conditions thermiques et des gradients thermiques sont obtenus au moyen de thermocouples. Ces contrôles relèvent, normalement, du **contrôle extérieur.**

Le marché précise les différents matériels de mesure à mettre en place et l'organisme chargé de l'opération à laquelle **l'entrepreneur** doit participer, les précautions à prendre pour ne pas endommager les appareils mis en place.

■ **les opérations complémentaires** développées ci-après dans le présent guide imposent la mise en œuvre de matériels particuliers décrits dans les trois parties ci-dessous du présent guide consacrées à ces techniques particulières :

- ajout de force par déformations imposées,
- démontage de câbles de précontrainte,
- réinjection de conduits sous vide.

10

Réalisation des travaux d'ajout de forces par précontrainte additionnelle

10.1 Généralités
10.2 Phasage des travaux de réparation et/ou renforcement
10.3 Liste des opérations
10.4 Relevé de la géométrie Implantations générale et de détail
10.5 Repérage des armatures passives et actives existantes
10.6 Réalisation des renforcements locaux
10.7 Réalisation de rainurages, percements, forages et sciages
10.8 Réalisation des massifs d'ancrage, des bossages d'ancrage et des déviateurs
10.9 Réalisation d'une précontrainte additionnelle dite «verticale»
10.10 Réalisation d'une précontrainte additionnelle dite «transversale»
10.11 Réalisation d'une précontrainte additionnelle dite «longitudinale»

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Bien que le **fascicule 65 du CCTG** concerne la réalisation de nouveaux ouvrages en béton armé et béton précontraint et ne traite pas des techniques de réparation et/ou renforcement, il est possible de se référer aux dispositions de ce fascicule pour la réalisation d'une précontrainte additionnelle. D'autres fascicules du **CCTG** peuvent aussi être pris comme référence, comme le **fascicule 66** (réalisation des parties métalliques), le **fascicule 56** (réalisation de la protection contre la corrosion des parties métalliques)... Les différents **guides du STRRES** peuvent également servir de support (injection des fissures, réparation du béton, scellement d'armatures, réfection des équipements, vérinage...).

- Il est rappelé que l'état de la structure sur les plans chimique, électrochimique et physique doit être connu, les causes des désordres doivent être identifiées, les méthodes de réparation ou de renforcement doivent être fixées ; enfin, les contraintes d'accès aux ouvrages, leurs étaiements provisoires éventuels et les contraintes de mise en œuvre des matériaux doivent être définies par l'étude préalable. En outre, **l'entrepreneur** doit mettre en place les moyens nécessaires pour assurer, de façon efficace, l'exécution des travaux dans les délais prévus au **marché** ;

- un état de l'ouvrage est à effectuer par un relevé contradictoire, normalement, avant le début des travaux dès que les moyens d'accès sont disponibles. Lors de cet état, les désordres à réparer doivent être identifiés et les plans du dossier de réparations doivent être complétés, si besoin est. Le relevé des fissures injectables fait partie de cet état ;

- **l'entrepreneur** doit prendre en compte les contraintes que lui impose le **marché** concernant les emprises de chantier, la protection contre toute nuisance, pollution ou contamination, tant des parties de l'ouvrage laissées en l'état, que des tiers et d'autres ouvrages, les possibilités d'accès et de manutention des matériaux et matériels en fonction de leur encombrement (par exemple, les vérins, les unités de précontrainte). Le **marché** peut aussi, si cela est compatible avec les travaux prévus, imposer le maintien de l'ouvrage en exploitation pendant tout ou partie des travaux avec les conséquences qui en résultent, d'une part sur le plan de la sécurité des tiers et du personnel et, d'autre part, sur l'exécution des travaux (vibrations, déformations....) ;

Photo n° 78 : exemple d'accès difficile : création d'un déviateur entre une canalisation et une entretoise d'appui en treillis au viaduc d'Oléron *(crédit photo D. Poineau)*

- avant la mise en œuvre des produits et systèmes de réparation, d'ajout de béton (massifs d'ancrage, déviateurs…), **l'entrepreneur** doit obtenir l'état du support requis (propreté, résistance, adhérence…) ;

- l'importance et le phasage des travaux de réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle ainsi que leurs incidences sur la stabilité de la structure doivent être prises en compte et donc faire l'objet d'une étude et de calculs. Une procédure d'exécution, à porter à la connaissance de tous les intervenants, doit être tirée de cette étude avec la consigne impérative de saisir le chargé d'étude si les travaux ne peuvent être exécutés suivant la procédure prévue (modification de l'ordre des travaux, ferraillage en place différent de celui des plans dits d'exécution, tracé des armatures de précontrainte non-conforme aux plans…), voire dans le cas où il serait impossible de respecter la procédure ;

- le béton et les armatures ajoutés doivent participer à la reprise des efforts appliqués à la structure. Cette participation, suivant les exigences du **marché** et des études effectuées, concerne, soit uniquement la reprise des charges d'exploitation, soit à la fois la reprise des charges permanentes et des charges d'exploitation ;

- les contraintes environnementales qui règnent au moment des travaux doivent être prises en compte par **l'entrepreneur** afin d'obtenir les conditions requises (température, hygrométrie, vitesse du vent…) pour la préparation et la mise en œuvre des matériaux, produits et systèmes de produits (béton, résines d'injection, produits de collage, produits de calage, produits de scellement, produits de protection des armatures de précontrainte…). Si besoin est, des protections temporaires sont à mettre en place ;

- la mise en œuvre d'un procédé de précontrainte **(cf. le fascicule 65 du CCTG)** doit être effectuée par une entreprise distributrice spécialisée en précontrainte répondant aux exigences du CEN Workshop agreement n° 14646 de janvier 2003 paru à **l'AFNOR** sous l'appellation : AC CWA 14646 de juin 2003 (indice de classement P 18-490). En France l'organisme notifié chargé de délivrer la certification est **l'ASQPE**, dont le règlement de certification CSP MO Rc1 rév 1 d'avril 2008 est basé sur l'AC CWA 14646. Le **fascicule 65** du CCTG impose que la précontrainte soit mise en œuvre par une entreprise certifiée. Les exigences imposées sont fonction de l'importance (tonnage) du chantier de précontrainte.

NOTE : *un chantier de réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle qui est, par essence, complexe et délicat, relève du niveau d'exigences le plus élevé.*

10.2 Phasage des travaux de réparation et/ou renforcement

> La réalisation de travaux de réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle comporte, normalement, les trois phases principales suivantes, lesquelles comportent de nombreuses opérations qui s'enchaînent :

- la préparation des travaux ;
- la réalisation des travaux ;
- les travaux de finition.

L'ensemble des diverses opérations à réaliser pendant les trois phases est effectué conformément aux dispositions **de la procédure générale des travaux à exécuter,** qui reprend les exigences **du marché,** des normes associées, de la notice d'emploi (fiche technique) du produit et des règles de l'art **(fascicules du CCTG, DTU…).**

Le document de suivi général des travaux exécutés est complété au fur et à mesure du déroulement des travaux.

NOTE : ***la procédure générale et le document de suivi général*** *regroupent toutes les* ***procédures*** *et leur(s)* ***document(s) de suivi*** *des opérations élémentaires.*

La suite du présent paragraphe sur réalisation des travaux va développer les dispositions à respecter lors des **principales opérations élémentaires des trois phases principales** susvisées.

La liste des opérations qui suit synthétise la majeure partie des différentes opérations à effectuer lors de la préparation et de la mise en œuvre d'une réparation ou d'un renforcement par précontrainte additionnelle. Cette liste, donnée **à titre d'exemple,** concerne une poutre-caisson du tablier d'un pont nécessitant une précontrainte additionnelle dans les trois directions (longitudinale, transversale et verticale). **Cette liste est à adapter au type de structure et au projet de réparation et/ou renforcement à mettre en œuvre.**

Il est à noter que certaines opérations, comme le **déplacement des réseaux** (à ne pas oublier)…, n'y figurent pas, car elles sont de la responsabilité du **maître d'ouvrage**…

1. PENDANT LA PÉRIODE DE PRÉPARATION DES TRAVAUX

- études de mise au point du projet d'exécution dans le cadre d'une démarche d'assurance de la qualité (se reporter au guide **Sétra, SNCF, TP de France et MFQ** de décembre 1997),
- choix des produits et mise au point de la formules du béton des massifs d'ancrage, des déviateurs…,
- réalisation de certains essais et mesures à la charge de **l'entrepreneur**,
- réalisation du métré, conformément au **marché**, des parties de l'ouvrage qui n'auraient pas été relevés durant l'étude préalable,
- relevé par un géomètre, soumis à l'acceptation du **maître d'œuvre**, de la géométrie réelle de l'ouvrage complété par l'implantation des axes principaux, afin de permettre au **bureau d'études** de réaliser des plans d'exécution précis et sans surprise,
- réalisation des épreuves d'étude éventuellement nécessaires,
- préparation du **PAQ** (procédures d'exécution et cadres des documents de suivi)…

2. PENDANT LA PÉRIODE DES TRAVAUX :

- opérations communes, quel que soit le type de précontrainte additionnelle :

Photo n° 79 : signalisation et gabarit en largeur pour empêcher le passage des poids lourds sur le pont durant les travaux de réparation *(crédit photo D. Poineau)*

- amenée du matériel,
- installation du chantier,
- mise en place de la signalisation (routière, fluviale…),
- installation des moyens d'accès à l'ouvrage (échafaudages, passerelles de travail…),
- implantation par un **géomètre** des emplacements où des armatures de précontrainte (barres, câbles) doivent traverser certaines parties du tablier (âmes, hourdis, entretoises, voiles…), où des scellements d'armatures passives sont prévus, voire des cheminées de bétonnage (généralement au travers du hourdis supérieur),
- réalisation de tous les travaux préliminaires nécessaires avant l'exécution de la réparation ou du renforcement tels que :
  - création avec les renforcements nécessaires des ouvertures indispensables à l'apport du matériel et des matériaux à l'intérieur de la poutre-caisson,
  - décapage de la chaussée et de la chape aux emplacements prévus de forages,
  - démontage local de certains équipements (parties de garde-corps ou de barrière de sécurité…),
  - nettoyage de l'intérieur de la poutre-caisson si besoin est…,
- repérage **des armatures passives et des armatures actives** au droit des emplacements susvisés au moyen d'un pachomètre, d'un géoradar ou d'une gammagraphie. Cette opération peut conduire à modifier les emplacements des forages et des scellements si la position des diverses armatures passives et actives existantes diffère par trop de celle qui figure sur les plans dits «d'exécution». Dans ce cas, le **bureau d'études** doit modifier les plans relatifs à la réparation et/ou au renforcement,
- préparation des surfaces de reprise aux emplacements des massifs d'ancrage, des déviateurs…, ce qui peut nécessiter le repiquage du béton et la mise à nu d'armatures passives existantes pour améliorer la couture entre les parties existantes et celles à réaliser,
- mise au point des procédures et des **documents de suivi** et mise en application du **PAQ** (respect de procédures d'exécution, renseignement des **documents de suivi** et prise en compte du contrôle extérieur)…

NOTE : *une fois leur implantation effectuée, les différents forages seront à réaliser dans un certain ordre en fonction du calendrier d'exécution des travaux lié au phasage des opérations d'injection des différents types de fissures et de mise en tension des différentes précontraintes additionnelles.*

- opérations liées à la réalisation d'une précontrainte additionnelle dite «verticale» (cas des réparations ou renforcements des âmes vis-à-vis de l'effort tranchant, de la torsion et des efforts de diffusion) :

  - réalisation des divers forages destinés au passage, par exemple, sur toute la hauteur des âmes des armatures, de la précontrainte additionnelle dite «verticale»,
  - réalisation à l'extrados du hourdis des encoches de réservation des ancrages supérieur et préparation de la surface de l'intrados du hourdis inférieur à l'emplacement des sabots métalliques inférieurs destinés, si besoin est, à compenser les dévers et les défauts (bosses, creux, balèvres…) de la surface du hourdis,
  - mise en place des armatures de précontrainte (barres ou torons équipés de leurs ancrages) complétée par :
    - le positionnement, la fixation par chevilles et le blocage, avec un mortier de calage, sur la structure, des sabots métalliques inférieurs,
    - le positionnement et le blocage, avec un mortier de calage, des ancrages supérieurs,
  - mise en place de l'instrumentation (jauges et capteurs de déplacement, sondes thermiques…) nécessaire pour contrôler l'efficacité de la mise en œuvre de la précontrainte additionnelle verticale,
  - stabilisation des gradients thermiques pour éviter le «pompage» des fissures pendant l'injection et le durcissement du produit d'injection ; puis des charges sont à mettre en place sur le tablier pour ouvrir les fissures d'âme et en faciliter l'injection, si ces deux actions sont nécessaires et efficaces,
  - réalisation des injections,
  - après durcissement du produit d'injection, enlèvement des charges qui assure, en refermant les fissures, une première mise en compression de celui-ci ; une seconde compression est assurée par la mise en tension des armatures de la précontrainte verticale, qui doit être suivie, quelques jours après, d'une remise de tension à cause de la déformation du mortier de calage… La longueur des armatures peut les classer comme **unités courtes de précontrainte** au sens du **fascicule 65 du CCTG** (la mise en tension de la précontrainte additionnelle longitudinale assurera la compression finale du produit d'injection),
  - interprétation des mesures, au fur et à mesure de la mise en précontrainte et de l'enlèvement des charges, afin de s'assurer de l'efficacité de la réparation et/ou du renforcement,
  - mise en œuvre de la protection des armatures de précontrainte, des capots de protection des ancrages ainsi que du cachetage des encoches de réservation susvisées,
  - réalisation des opérations terminales et des travaux de finition (voir ci-après).

NOTE : *la précontrainte additionnelle peut être placée à l'extérieur des âmes (symétriquement de part et d'autre des âmes ou sous forme de corsets enserrant les âmes et le hourdis inférieur). Dans de tels cas, les forages concernent seulement les goussets et les hourdis.*

NOTE : *les mesures des variations d'ouverture des fissures peuvent indiquer qu'il n'est pas nécessaire de mettre en place des charges et/ou de stabiliser les gradients thermiques.*

NOTE : *si la fissuration qui affecte l'ouvrage nécessite la mise en œuvre des trois types de précontrainte additionnelle susvisés, la réalisation de la précontrainte additionnelle verticale doit être immédiatement suivie et, dans l'ordre, par celle de la précontrainte additionnelle transversale, puis celle de la précontrainte additionnelle longitudinale. Dans un tel cas, il faut prendre des dispositions particulières pour pouvoir injecter les autres familles de fissures et pour éviter la réouverture des fissures injectées.*

- opérations liées à la réalisation d'une précontrainte additionnelle dite «transversale» (cas des réparations ou renforcements des hourdis vis-à-vis de l'effort tranchant, de la torsion et des efforts de diffusion et/ou vis-à-vis d'une poussée au vide générale) :

NOTE : *cette précontrainte (barres ou monotorons) est ici supposée constituée de deux niveaux d'armatures actives, l'une passant au-dessus du hourdis inférieur et l'autre en-dessous. D'autres dispositions sont possibles, comme indiqué ci-devant dans la partie consacrée à la description des diverses solutions de réparation.*

  - réalisation des divers forages destinés au passage, au travers de l'épaisseur des âmes, des armatures de la précontrainte additionnelle transversale du lit supérieur passant au-dessus du hourdis inférieur,
  - préparation de la surface des faces extérieures des âmes à l'emplacement des blocs d'ancrage (métalliques) de la précontrainte additionnelle transversale (barres ou monotorons),
  - mise en place, réglage et fixation par chevilles des blocs d'ancrage de la précontrainte additionnelle transversale,
  - mise en place des gaines, puis interposition d'un mortier de calage entre les ancrages et la structure, mortier destiné à compenser les dévers et les défauts (bosses, creux, balèvres…) de la surface extérieure des âmes,
  - enfilage des armatures de précontrainte (barres ou torons) dans les ancrages et les gaines,
  - mise en place de l'instrumentation nécessaire pour contrôler l'efficacité de la mise en œuvre de la précontrainte additionnelle horizontale,
  - mise en place des dispositifs destinés à assurer une liaison entre les deux lits d'armatures et le hourdis afin d'éviter tout risque de flambement de ce dernier,
  - stabilisation des gradients thermiques pour éviter le «pompage» des fissures pendant l'injection et le durcissement du produit d'injection ; puis des charges sont à mettre en place sur le tablier pour ouvrir les fissures d'âme et en faciliter l'injection, si ces deux actions sont nécessaires et efficaces,

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

- réalisation des injections,
- après durcissement du produit d'injection, l'enlèvement des charges assure, en refermant les fissures, une première mise en compression de celui-ci ; la compression finale est assurée par la mise en tension par phases des deux lits d'armatures de la précontrainte transversale. Une remise en tension, quelques jours après, peut être nécessaire si les pertes de tension sont excessives (déformation du mortier de calage…),
- interprétation des mesures, au fur et à mesure de la mise en précontrainte et de l'enlèvement des charges, afin de s'assurer de l'efficacité de la réparation et/ou du renforcement,
- mise en œuvre de la protection des armatures de précontrainte, des capots de protection des ancrages,
- réalisation des opérations terminales et des travaux de finition (voir ci-après).

■ opérations liées à la réalisation d'une précontrainte additionnelle dite «longitudinale» (cas des réparations ou renforcements de la structure vis-à-vis de la flexion, voire de l'effort tranchant, de la torsion et des efforts de diffusion) :

> ***Rappel :*** *suivant le cas, le tracé de cette précontrainte additionnelle peut être rectiligne (les déviateurs ne sont pas nécessaires) ou dévié.*

- réalisation des divers forages destinés :
  - au passage au travers des entretoises, des voiles existants… des armatures de la précontrainte additionnelle longitudinale,
  - au passage au travers de l'épaisseur des âmes, voire des hourdis des armatures (barres), de la précontrainte de clouage à la structure des massifs d'ancrage, voire des déviateurs,
  - aux cheminées de bétonnage (éventuelles) pour le passage du béton destiné aux massifs d'ancrage, aux déviateurs…,
- mise en place, réglage et scellement des organes (paroi déviatrice fixe) assurant la géométrie de la déviation des armatures de précontrainte au droit des forages exécutés dans les entretoises et voiles existants,
- perçage des trous nécessaires au scellement des armatures passives de couture au droit des massifs d'ancrage, des déviateurs… et réalisation des scellements,

- mise en place du ferraillage des massifs d'ancrage, des déviateurs… ; lors de cette opération sont mis en place les ancrages, les trompettes et leurs prolongements (tubes) de la précontrainte additionnelle longitudinale, ainsi que des barres (ancrages et gaines) de la précontrainte de clouage sur la structure des massifs d'ancrage, voire des déviateurs…,

NOTE : *les organes d'ancrage et de déviation peuvent, dans certains cas, être fixés sur des assemblages de profilés métalliques qui s'appuient et sont fixés à la structure existante par des armatures actives (barres).*

NOTE : *les déviateurs en béton peuvent être liés à la structure, soit par des armatures actives (barres), soit par des armatures passives.*

- mise en place des coffrages des massifs d'ancrage, des déviateurs…,
- bétonnage des massifs d'ancrage et des déviateurs, qui est suivi d'une cure, si nécessaire…,
- mise en place, si nécessaire, des systèmes de tirants–butons (métalliques ou béton) destinés à reprendre les flexions à axe vertical exercées par les massifs d'ancrage dès la mise en tension des armatures de la précontrainte additionnelle,
- injection, si nécessaire, de l'interface entre les bétons existants et les bétons mis en place. Il s'agit d'une injection le long des reprises de bétonnage pour boucher les fissures dues aux retraits,
- mise en tension des barres de clouage après durcissement du béton des massifs d'ancrage, voire des déviateurs…, qui doit être suivie d'une remise de tension, car il s'agit **d'unités courtes de précontrainte au sens du fascicule 65 du CCTG,**
- mise en œuvre de la protection des barres de clouage,
- mise en place des supports des gaines et pose des gaines (polyéthylène haute densité de couleur noire ou gaines composites à base de fibres de verre pour avoir des gaines translucides facilitant le contrôle du remplissage lors de l'injection) de la précontrainte longitudinale additionnelle,
- soudage ou raccordement de la plupart des différents tronçons de gaines, les derniers tronçons sont raccordés après la mise en tension des armatures de précontrainte longitudinales, afin de ne pas déformer les conduites en les comprimant,
- enfilage des torons dans les gaines,
- mise en place de l'instrumentation nécessaire pour contrôler l'efficacité de la mise en œuvre de la précontrainte additionnelle horizontale,

- démontage des éléments qui pourraient gêner le raccourcissement du tablier (joints d'extrémité des garde-corps ou des barrières de sécurité, joints de dilatation…),

NOTE : *dans le cas d'une précontrainte additionnelle rectiligne régnant sur plusieurs travées, pour éviter un risque d'instabilité de forme de la structure, il peut être nécessaire de lier celle-ci à la structure par des dispositifs adaptés.*

- stabilisation des **gradients thermiques** pour éviter le «pompage» des fissures pendant l'injection et le durcissement du produit d'injection, puis mise en place de charges sur le tablier pour ouvrir les fissures transversales du hourdis inférieur (fissures de flexion). Cette stabilisation n'est pas toujours nécessaire, cela dépend des conditions météorologiques,
- réalisation des injections,
- après durcissement du produit d'injection, enlèvement des charges qui assure, en refermant les fissures, une première mise en compression de celui-ci, la compression finale étant assurée par la mise en tension par phases et symétriquement des différents câbles de la précontrainte additionnelle longitudinale,

NOTE : *le recours à une dénivellation d'appui peut aussi comprimer le produit d'injection et bloquer les fissures, par exemple dans le cas où la mise en précontrainte doit être retardée.*

NOTE : *la mise en tension est généralement réalisée avec des vérins classiques multi-torons. Il est possible d'utiliser des vérins monotorons en remplaçant les torons clairs par des monotorons gainés-protégés enfilés dans une gaine PEHD qui est ensuite injectée avec un coulis de ciment. La mise en tension a lieu après durcissement du coulis.*

- interprétation des mesures, au fur et à mesure de la mise en précontrainte et de l'enlèvement des charges, afin de s'assurer de l'efficacité de la réparation et/ou du renforcement,
- mise en œuvre de la protection des armatures de précontrainte, des capots de protection des ancrages,
- mise en œuvre des dispositifs destinés à empêcher la mise en résonance des armatures de la précontrainte additionnelle sous les vibrations de la structure,
- réalisation des opérations terminales et des travaux de finition (voir ci-après).

3. OPÉRATIONS TERMINALES ET TRAVAUX DE FINITION :

- reconstitution de l'étanchéité et de la couche de roulement dans les parties décapées, voire sur toute la surface de l'ouvrage si besoin est,
- réglage à cause des raccourcissements du tablier imposées par la précontrainte additionnelle, voire remplacement des **appareils d'appui** s'ils sont endommagés (se reporter au **guide FAEQ 5**),
- réglage, voire remplacement des joints de dilatation (chaussée et trottoirs),
- enlèvement des matériaux inutilisés et des déchets de chantier et nettoyage de l'ouvrage,
- **visite conjointe (maître d'œuvre et entrepreneur)** de l'ouvrage avant **les épreuves de chargement.** Réalisation des épreuves de chargement pour contrôler l'efficacité de la réparation et/ou du renforcement. Les mesures nécessaires sont effectuées grâce à l'instrumentation mise en place pour contrôler les phases de mise en tension. **Nouvelle visite conjointe** après les épreuves. Ces diverses opérations sont indispensables à **la réception des travaux qui marque le départ des responsabilités et garanties,**
- démontage des moyens d'accès (nécessaires pour les visites),
- repliement des installations de chantier,
- remise en état des lieux.

> La suite du présent guide ne traite pas dans le détail de toutes les opérations susvisées ; seules sont explicitées les opérations les plus importantes à savoir :

1. le relevé de la géométrie, l'implantation générale et de détail ;
2. le repérage des armatures actives et passives existantes ;
3. la réalisation des renforcements locaux ;
4. la réalisation des rainures, percements, forages et sciages ;
5. la réalisation des massifs d'ancrage, des bossages d'ancrage et des déviateurs… ;
6. la réalisation d'une précontrainte additionnelle dite «verticale» ;
7. la réalisation d'une précontrainte additionnelle dite «transversale» ;
8. la réalisation de la mise en place d'une précontrainte additionnelle dite «longitudinale» ;
9. la réalisation de l'injection des fissures ;
10. la mise en tension de la précontrainte longitudinale additionnelle ;
11. la réalisation de la protection de la précontrainte longitudinale additionnelle ;
12. l'éxécution des épreuves de l'ouvrage.

Rappel : *la mise en œuvre des unités de précontrainte de post-tension relatives à un procédé de précontrainte (de la réception des unités, à leur mise en place, à leur mise en tension et à la réalisation de leur protection) doit être effectuée par une* ***entreprise spécialisée de mise en œuvre de précontrainte (ESP)*** *titulaire d'une attestation de conformité délivrée par* ***l'ASQPE****. Cette attestation certifie la capacité de l'ESP et de ses* ***groupes de mise en œuvre*** *(personnel, matériel, moyens de contrôle…) de mettre en œuvre sur des chantiers les éléments définis dans l'attestation. Ces éléments sont liés à la dimension du chantier (tonnage d'armatures de béton précontraint à mettre en œuvre), nature de la précontrainte (intérieure, extérieure, puissance des unités, coulis de protection…). L'ESP titulaire de l'attestation de conformité dispose d'un* ***PAQ-type*** *et doit fournir un* ***PAQ spécifique*** *au chantier à réaliser.*

Le lecteur trouvera dans le «règlement d'attestation de conformité pour la mise en œuvre de procédés de précontrainte par post-tension» de **l'ASQPE** tous les détails sur la procédure de certification, la qualification du personnel et, en particulier, un **PAQ-type** avec ses fiches de contrôle.

10.4 Relevé de la géométrie Implantations générale et de détail

Ces opérations sont réalisées, normalement, pendant la **période de préparation des travaux** de façon à utiliser ces résultats pour les **études d'exécution,** par un **géomètre-expert** de **l'entrepreneur** proposé à l'acceptation du **maître d'œuvre**. Elles portent sur les points suivants, sauf disposition contraire du **marché**, dans le cas où certaines de ces opérations auraient été effectuées durant la période des études préalables :

1. **le relevé de la géométrie tridimensionnelle** de l'extérieur et de l'intérieur du tablier de l'ouvrage. Cette opération peut également porter sur l'évaluation des charges permanentes des superstructures (épaisseur de la couche de roulement, des renformis…) ;

2. **l'implantation générale** consiste à matérialiser les axes de l'ouvrage (principalement l'axe longitudinal) obtenus à partir du relevé défini ci-dessus. Cette implantation comporte la mise en place des repères nécessaires aux travaux (numérotation des travées, appuis et voussoirs, points cardinaux, directions amont et aval…) ;

3. **les implantations de détail** exigées par le **marché** et reproduites sur les plans d'exécution fixent les emplacements où doivent être effectués les démolitions, les percements, les forages, les déviateurs, les massifs d'ancrage… Ces implantations sont, éventuellement, à modifier après accord entre **l'entrepreneur**, le **maître d'œuvre** et le **bureau d'études** pour tenir compte de l'implantation réelle de certains éléments existants de la structure et, en particulier, des armatures (passives, et actives…). Ces implantations tiennent compte des tolérances imposées par le marché et indiquées sur les plans d'exécution de façon :

   a) à empêcher tout endommagement des câbles de précontrainte existants,

   b) à limiter au maximum l'endommagement des armatures passives,

   c) à permettre le croisement des armatures de précontraintes additionnelles,

   d) à éviter tout contact entre les armatures additionnelles et la structure compte tenu des déformations prévisibles de cette dernière sous les charges et la précontrainte additionnelle ;

4. **le relevé des fissures injectables** est indispensable pour l'opération d'injection et pour le contrôle extérieur. Les fissures doivent être reportées, dans la mesure du possible, sur les plans de fissurations existants (numérotation, emplacement, longueur, épaisseur apparente et profondeur…). De plus, elles sont à repérer sur l'ouvrage (numéro, extrémités, avec un feutre indélébile). Ce travail est effectué par l'entrepreneur en présence du maître d'œuvre. Il peut être réalisé en même temps que le relevé de la géométrie et, de toute façon, avant le début des opérations d'injection.

Dans toutes les zones où doivent être effectués des encoches, percements, forages, démolitions… (il s'agit des zones qui ont fait l'objet des implantations de détail), les armatures passives et actives existantes doivent être identifiées en dimensions et position et reportées sur les plans de ferraillage et de câblage existants dans le dossier de l'ouvrage.

Le **marché** précise les moyens de repérage pouvant être mis en œuvre compte tenu des contraintes liées à l'environnement de l'ouvrage, de la couverture probable des armatures et de la précision des moyens de mesure existants. Ce repérage peut être effectué avec les moyens suivants :

> Cas des armatures de béton armé :

- le pachomètre (vendu sous diverses appellations) ;
- le géoradar.

Photo n° 80: repérage des armatures passives au pachomètre *(crédit photo Sétra)*

> Cas des armatures de précontrainte et en fonction de l'enrobage de celles-ci :

- le géoradar ;
- la gammagraphie.

Il y a lieu de rappeler que les opérations de radiographie doivent avoir reçu les autorisations nécessaires et doivent se dérouler en respectant scrupuleusement les dispositions concernant la **radioprotection**. Le maintien de la circulation sur l'ouvrage ou la présence d'habitations à proximité peut conduire à interdire l'emploi de cette méthode repérage. Se reporter aux Codes du Travail (titre V) et de la Santé Publique (chapitre III du titre III du Livre III), aux normes **NF A 09-202** et **NF EN 44** qui traitent des essais non-destructifs à l'aide de rayons X et gamma pour les bétons et les métaux et au **GUIDE O**.

Normalement, la source radioactive est placée à l'intérieur de l'ouvrage et les films sensibles sur les faces extérieures pour limiter au maximum les rayonnements.

Les mesures et relevés sont effectués en respectant la **procédure de repérage des armatures.**

Photo n° 81 : source radioactive à l'intérieur d'une poutre-caisson *(crédit photo Sétra)*

En cas de doute, pour s'assurer que la précision des mesures ayant été effectuées est suffisante, il est conseillé d'ouvrir avec des matériels peu traumatisants pour le béton des fenêtres de petites dimensions permettant de contrôler la géométrie et la position des armatures.

Rappel : *si les diverses armatures, sont endommagées ou ne sont pas conformes aux plans dits «d'exécution», le* ***bureau d'études*** *doit en être informé et faire toutes les vérifications qui s'imposent pour s'assurer que cela n'a pas d'influence sur la capacité portante de l'ouvrage et le projet de réparation, puis il doit retoucher les plans pour les adapter au ferraillage et au câblage relevés.*

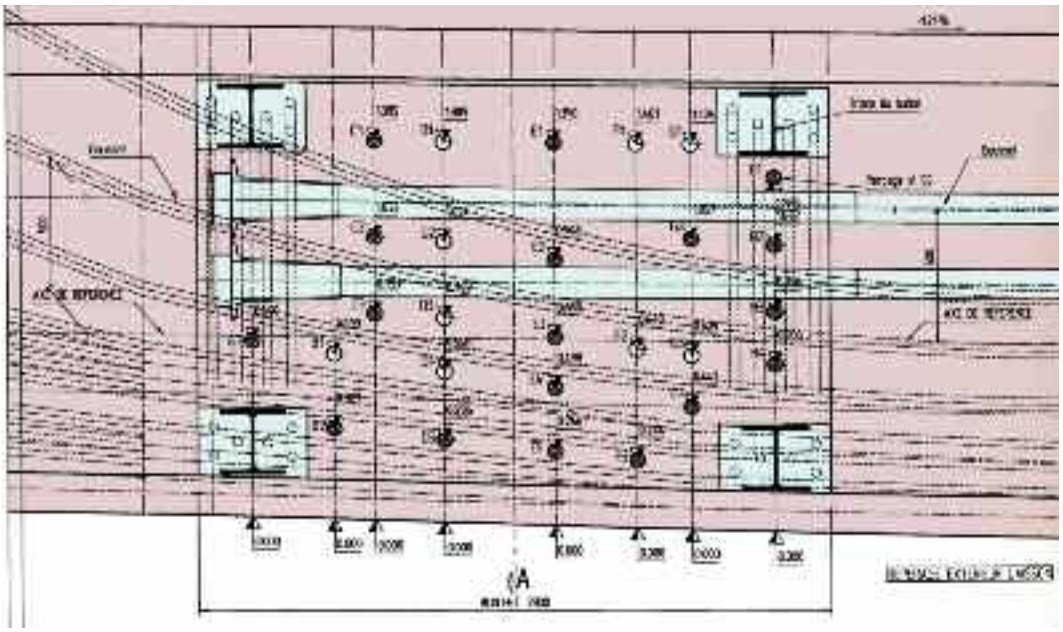

Figure n° 111 : plan d'implantation des forages, dans l'âme d'une poutre-caisson, tenant compte de la position réelle des câbles de précontrainte

> Pour pouvoir réaliser les travaux et acheminer les matériaux et les matériels, il faut pouvoir disposer :

- d'ouvertures de dimensions suffisantes ; ce n'est pas toujours le cas ; il est alors nécessaire de réaliser des trappes d'accès (par exemple, en découpant une partie du hourdis inférieur au moyen des techniques décrites ci-après) ;
- de crochets fixés sur des chevilles pour la suspension et la manutention de diverses charges ;
- d'un éclairage des lieux ;
- de prises de courant pour le branchement des moyens de mesures liés au contrôle extérieur…

Normalement, le projet de réparation et/ou renforcement fixe les dispositions à mettre en œuvre ainsi que les renforcements à mettre en place autour des ouvertures ainsi créées (armatures scellées, bandes de matériaux composites collés…) mais aussi les trappes de fermeture à réaliser pour empêcher le **vandalisme**, la pénétration des animaux…

Dans le cas où ces moyens d'accès sont proposés par **l'entrepreneur**, il lui appartient de justifier auprès du **maître d'œuvre** de la sécurité de la structure et des renforts à mettre en œuvre.

Les travaux sont exécutés conformément aux dispositions de la **procédure d'exécution** spécifique relative à ceux-ci et des diverses règles de l'art applicables.

La réalisation de rainures peut être nécessaire pour la mise en place d'armatures passives ou actives additionnelles. Il est rappelé que cette opération est précédée du **relevé de la position et de l'enrobage des armatures existantes** (concerne surtout les armatures passives), ce qui permet de fixer la profondeur des rainures, avec une **marge de sécurité** à fixer au **marché** (de l'ordre du centimètre) pour éviter l'endommagement de ces armatures. Le matériel (disqueuse, rainureuse…) doit, normalement, être muni d'un dispositif permettant de régler la profondeur des rainures.

Tous ces travaux doivent être effectués conformément à la **procédure d'exécution** correspondante.

La réalisation de perçages peut être nécessaire pour la réalisation de scellement d'armatures passives, pour la mise en place de chevilles… La position des perçages est fonction de celle, connue, des armatures existantes. Pour éviter l'endommagement des armatures, le **marché** fixe les **marges de sécurité** à respecter dans toutes les directions (X, Y et Z) :

- environ 1 cm pour les armatures passives ;
- environ 2 cm pour les armatures actives.

Les outils utilisés pour le percement de trous doivent être équipées d'une butée de profondeur. Le perçage des trous de diamètre < 25 mm est effectué avec un perforateur (de type «hammer» équipé d'une mèche de forage). La pression et la vitesse de perçage doivent être adaptées pour ne pas endommager le béton support.

Le perçage des trous > 25 mm est effectué avec une perceuse équipée d'une couronne de forage au diamant ; la surface ainsi obtenue étant lisse, il peut être nécessaire de la rendre rugueuse pour améliorer l'adhérence du produit de scellement.

Le perçage est suivi d'un nettoyage soigné des trous effectué avec un écouvillon ou un jet d'air comprimé (déshuilé)… Ces forages, qui peuvent avoir plusieurs mètres de longueur, doivent être exécutés sans endommager les armatures existantes.

Après leur scellement, les armatures doivent être munies d'un dispositif de protection contre l'empalement comme le montre la photo ci-après.

Des détails techniques complémentaires sont disponibles dans le **guide FABEM 7.**

Photo n° 82 : embouts de protection des barres en attente *(crédit photo D. Poineau)*

La réalisation de forages peut être nécessaire pour permettre le passage des armatures actives (barres et câbles), la création de trappes d'accès, la démolition soignée de certaines parties de la structure…

Ces forages doivent être effectués avec une carotteuse équipée d'une couronne diamantée dont le châssis doit être fixé sur la structure par des chevilles pour empêcher tout déplacement pendant l'opération et permettre d'exercer la pression nécessaire sur le béton (environ 8 MPa).

Photo n° 83 : carottage en cours pour le passage de monotorons de la précontrainte transversale *(crédit photo Sétra)*

NOTE : *le forage au diamant limite les risques d'éclatement du béton en forme de cratère lors de la sortie du béton de l'outil sur la face opposée de la pièce. Il s'agit d'un phénomène classique avec les perforateurs pneumatiques qui, par ailleurs, sont beaucoup moins précis.*

Pour percer des trous de 50 à 150 mm de diamètre, la puissance de la machine doit être supérieure à 3 kWh. Elle est à adapter à la profondeur du forage.

En fonction des risques d'endommagement des armatures, le **marché** fixe les tolérances à respecter sur la position de l'axe du trou. Pour les carottages de grande longueur, voire inclinés (cas des âmes inclinées d'une poutre caisson), l'implantation de l'axe du forage relève du géomètre et des contrôles spécifiques sont à mettre en place, voire un essai de convenance en place ou sur une maquette.

NOTE : *les matériels actuels, correctement implantés et conduits par un personnel spécialisé, permettent de réaliser des forages de 100 mm de diamètre sur des profondeurs pouvant,atteindre 5 m avec des déviations de tracé de l'ordre du centimètre.*

La figure ci-après montre les moyens pouvant être mis en œuvre pour s'assurer de l'absence de câbles de précontrainte sur le tracé d'un forage, sachant que les moyens de repérage ne permettent pas toujours de repérer les câbles comme ceux placés dans des goussets. Le **marché** fixe les exigences à respecter en fonction des risques prévisibles et des résultats des repérages effectués pendant l'étude préliminaire.

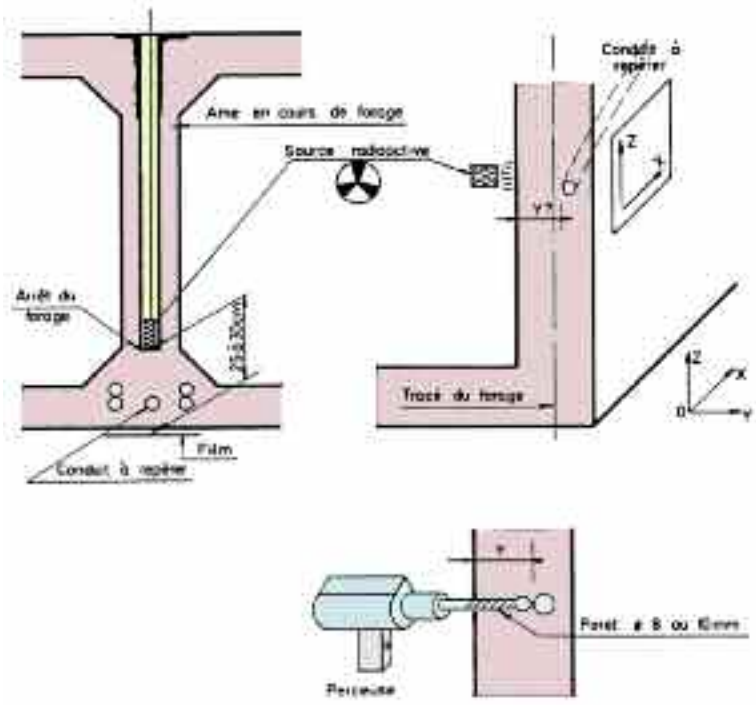

Figure n° 112 : exemples d'investigations permettant de positionner des câbles avec une grande précision

Dans le cas où le forage doit traverser une zone fissurée, d'une part la poudre de béton mêlée à l'eau de forage peut obturer localement la fissure et, d'autre part, l'eau de forage peut circuler le long des fissures.

Dans le cas où il apparait indispensable d'éviter ces problèmes, il faudrait, par exemple, pouvoir, avec une résine à prise très rapide, injecter les fissures sur leur longueur concernée par le forage avant de procéder aux perçages. **Une épreuve de convenance** est nécessaire pour s'assurer que l'opération est faisable.

Dans le cas contraire, il faut relever la position des fissures concernées par les fuites d'eau afin de prendre les précautions particulières lors de leur injection (se reporter au paragraphe 10.9 ci-dessous). De plus, il faut attendre le séchage avant de procéder à leur injection.

La réalisation de sciages peut être nécessaire pour permettre la réalisation de trappes d'accès, le découpage soigné d'un élément de la structure.

> Elle peut faire appel à plusieurs sortes de matériels qui ont des domaines d'emploi différents :

- scies murales ;
- scies au sol ;
- tronçonneuses à béton ;
- scies alternatives et sauteuses.

Le plus souvent, sont utilisées des **scies murales** montées sur un rail sur lequel elles translatent. Le rail est fixé par des chevilles ou des ventouses sur la paroi de béton à découper. Le diamètre des disques diamantés de sciage varie entre 300 et 1600 mm, sachant que la profondeur de coupe vaut sensiblement les 2/5 du diamètre de la couronne. Le sciage a lieu par passes de 30 à 120 mm de profondeur, avec une vitesse de déplacement de l'ordre de 0,15 à 1,00 m à la minute. Du fait de la forme circulaire de la découpe, il faut faire un carottage dans les angles, sauf s'il est possible de prolonger la découpe au-delà des angles.

Photo n° 84 : carottage aux 4 coins avant sciage *(crédit photo D. Poineau)*

Photo n° 85 : sciage en cours *(crédit photo D. Poineau)*

> Toutes les opérations décrites dans le présent paragraphe sont susceptibles de mettre en évidence le fait que des armatures :

- ne sont pas conformes aux plans dits «d'exécution» (absence, position différente, diamètre différent…) ;
- sont endommagées (corrosion, déformation, rupture…) ;
- ont été endommagées par les opérations en cours.

L'entrepreneur doit immédiatement en informer le **maître d'œuvre** et le **bureau d'études**, relever les désordres constatés et arrêter les travaux au niveau de la zone concernée en attendant les décisions du **maître d'œuvre.**

La photographie qui suit montre les désordres commis (6 câbles 12 T 13 sectionnés) lors d'une opération de sciage mal organisée, **la procédure d'exécution** n'ayant pas été portée à la connaissance de l'ouvrier chargé du sciage. Un précontrainte additionnelle a dû être mise en place pour rétablir la précontrainte manquante dans la zone entourant la section concernée. De plus, tous les torons coupés ont été couplés pour empêcher leur glissement par rupture d'adhérence.

Photo n° 86 : câbles sectionnés lors d'une opération de sciage mal organisée *(crédit photo D. Poineau)*

Les massifs d'ancrage peuvent être en béton coulés en place ou constitués par des éléments mécano-soudés à base de profilés métalliques qui assurent la transmission des efforts entre les ancrages et la structure.

Les déviateurs peuvent être conçus comme les massifs d'ancrage ; ils peuvent aussi être constitués par des éléments préfabriqués en béton armé, voire simplement, au niveau d'un appui intermédiaire, par scellement d'un élément métallique cintré (généralement un tube) dans l'entretoise d'appui. Normalement, est réalisée une «déviation à double paroi» qui permet le démontage de l'armature de précontrainte).

> Tous ces travaux doivent être effectués conformément à la procédure d'exécution correspondante qui peut comporter plusieurs sous-procédures :

- scellement des armatures passives de couture ;
- ferraillage ;
- coffrage ;
- bétonnage ;
- mise en œuvre des unités de la précontrainte additionnelles longitudinales (ancrages, frettages, conduits…) au droit des massifs d'ancrages, des déviateurs… ;
- mise en œuvre, mise en tension et protection des unités de la précontrainte transversale de clouage…

10.8.1 CAS DES ÉLÉMENTS COULÉS EN PLACE

> Lorsque ces éléments (massifs d'ancrage, déviateurs) sont en béton coulé en place, ils peuvent être liés à la structure :

- uniquement par des armatures de béton armé scellés (cas courants pour les déviateurs, plus rarement pour les massifs d'ancrage) ;
- par des barres de précontrainte, auxquelles s'ajoutent des armatures de béton armé scellées qui servent, le plus souvent, à fixer l'élément sur la structure lors du décoffrage et avant la mise en tension des barres de clouage. Ces armatures passives peuvent aussi être dimensionnées pour équilibrer les efforts conjointement avec les barres de précontrainte.

Dans les deux cas, il faut préparer le support (nettoyage, sablage, repiquage dépoussiérage) pour obtenir une surface de reprise capable de fournir le coefficient de frottement exigé par le projet. Un coefficient de frottement égal à 1 est, normalement, obtenu par la réalisation d'indentations d'environ 5 mm de hauteur.

Les armatures de béton armé sont scellées en respectant les dispositions sur le perçage susvisées et celles sur le scellement développées dans le **guide FABEM 7.**

Les trous de passage des barres de précontrainte, si ils ont été prévus par le projet, sont réalisés par forage au carottier diamanté, comme indiqué dans le paragraphe précédent. Si certaines barres de précontrainte sont disposées au niveau de goussets, donc sur un plan incliné, des indentations à faces verticales, réalisées par repiquage ou carottage, sont nécessaire pour que l'effort de serrage puisse être obtenu malgré la pente du gousset.

Après ces diverses opérations, une partie du ferraillage est mise en place et fixée aux armatures en attente. Les diverses unités de précontraintes longitudinales et transversales (câbles, barres, gaines, ancrages) sont mises en place à leur tour. Le reste du ferraillage est mis en œuvre. Les unités de précontrainte doivent alors être solidement fixées sur le ferraillage, puis, ensuite, sur les coffrages qu'elles traversent, pour ne pas bouger au bétonnage et aussi pour assurer la perpendicularité des plaques à l'axe des barres. Avant de fermer complètement les coffrages, il faut s'assurer que les cheminées de bétonnage sont dégagées et que les trappes de vibration fonctionnent.

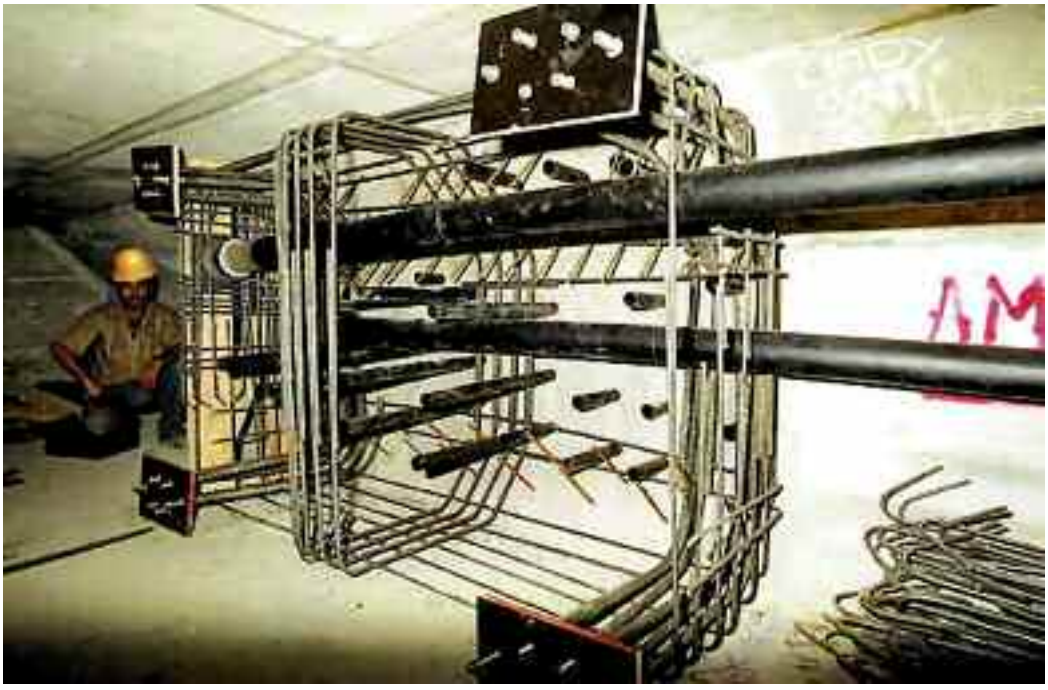

Photo n° 87 : mise en place du ferraillage, des câbles de la précontrainte additionnelle longitudinale et des platines des tirants-butons *(crédit photo Sétra)*

Photo n° 88 : ferraillage du massif d'ancrage terminé avec ses tirants-butons *(crédit photo Sétra)*

Si le projet a prévu des tirants-butons métalliques, leurs platines de fixation équipées de leurs pattes d'ancrage doivent être positionnées correctement. La mise en place des butons proprement dits peut faciliter le réglage.

Si le projet a prévu des tirants-butons en béton, il est rappelé qu'il faut compenser le retrait de ces pièces, par exemple en permettant les déformation (coulage des pièces sur un film de polyane ou tout autre solution utilisée pour les dallages) et en prévoyant des **joints à bétonner ultérieurement,** équipés de vérins plats assurant la mise en compression du buton… (se reporter à la partie du présent guide relatif à la conception).

Photo n° 89 : joint de retrait au viaduc d'Oléron *(crédit photo D. Poineau)*

Il reste ensuite à couler le béton par les cheminées de bétonnage et à procéder à sa vibration par les fenêtres prévues à cet effet dans les coffrages. Le recours à un béton autoplaçant peut être intéressant mais impose de respecter les contraintes particulières de mise en œuvre de ce matériau.

Photo n° 90 : coffrages en place juste avant le bétonnage par des ouvertures pratiquées dans le hourdis supérieur
(crédit photo Sétra)

Il y a lieu de rappeler que les éléments mis en place ne doivent pas constituer des **points durs** sous le hourdis supérieur soumis au passage des véhicules. La mise en place d'une plaque résiliente en haut du coffrage permet de résoudre le problème (se reporter à la partie conception du présent guide)

Photo n° 91 : bétonnage en cours depuis la surface du tablier *(crédit photo Sétra)*

Pendant le bétonnage, il est préférable d'interdire le **passage du trafic lourd** sur le tablier, surtout si ce dernier a tendance à vibrer, pour éviter des **décollements au niveau de la reprise de bétonnage.**

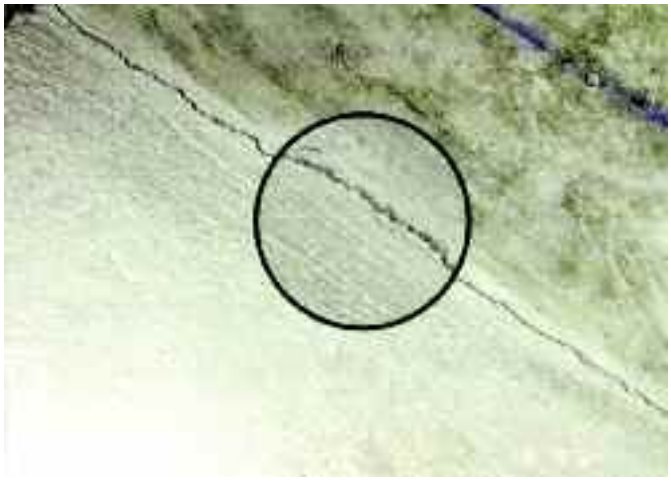

Photo n° 92 : fissure au niveau d'une reprise de bétonnage due aux vibrations *(crédit photo D. Poineau)*

Ces décollements peuvent être injectés en fin de chantier, lorsqu'une bonne partie du retrait a été effectuée. La photographie ci-après montre les lignes d'injecteurs qui ont servis à injecter la fissure au droit de la reprise de bétonnage entre l'entretoise sur pile et le déviateur.

Photo n° 93 : dispositif d'injection d'une reprise de bétonnage *(crédit photo D. Poineau)*

Pendant le bétonnage, le béton est vibré par les fenêtres disposées dans les coffrages, comme le montre la photographie qui suit.

Photo n° 94 : vibration en cours par les fenêtres prévues dans les coffrages *(crédit photo Sétra)*

Une fois le bétonnage effectué, du côté structure (opposée à l'élément venant d'être bétonné), après un léger repiquage du béton, les plaques d'ancrage des barres de clouage sont posées sur un mortier de calage de façon que les plaques d'ancrage soient bien perpendiculaires à l'axe des barres. Un petit coffrage peut être nécessaire pour contenir le mortier.

Photo n° 95 : barres de serrage du massif d'ancrage vue de l'extérieur du tablier *(crédit photo Sétra)*

Il faut ensuite permettre au **béton de l'élément de durcir et, surtout, de subir une bonne partie de son retrait.** Un délai de l'ordre de **trois semaines** est optimal. Ensuite, chacune des barres de serrage est mise en tension en plusieurs passes, de façon à répartir uniformément le serrage sur toute la surface de l'élément. La mise en tension de ces barres de courte longueur doit respecter les dispositions du **fascicule 65 du CCTG,** à savoir :

- s'assurer que des unités de précontrainte (barres, plaques d'ancrage et écrous) respectent les tolérances de fabrication ;
- procéder à au moins trois serrages successifs pour compenser les légers tassements des plaques d'ancrages ;
- remettre en tension les barres au bout d'une semaine.

Il doit, normalement, être prévu une **épreuve de convenance** pour s'assurer que les efforts de serrage prévus sont obtenus sur le chantier, à cause du risque de voir se produire un glissement de l'élément lors de la mise en tension de la précontrainte longitudinale additionnelle (se reporter à la partie contrôle du présent guide). Certaines des barres peuvent être équipées de capteurs de force comme le montre la photographie ci-après.

Le marché doit donc être rédigé en conséquence à cause de l'impact qui en résulte sur la durée des travaux.

Photo n° 96 : capteurs de force équipant deux barres de précontrainte au viaduc d'Oléron *(crédit photo D. Poineau)*

Une fois les barres de clouage tendues, leurs gaines sont injectées classiquement avec un produit de protection rigide ou souple. L'injection souple présente l'avantage de pouvoir contrôler la tension des barres, voire de les retendre. Enfin, les têtes d'ancrage des barres (plaque d'ancrage, écrou, extrémité de la barre) doivent être protégées contre les agents agressifs par un capot conçu pour résister à la corrosion (capot en acier inoxydable, en aluminium qualité marine, capot métallique galvanisé et peint, capot en polyester fibré… en veillant bien à éviter des contacts entre des matériaux incompatibles). Il est aussi possible d'enrober les capots dans un bloc de béton coulé en place ou mis en place par projection. Ce bloc de béton armé doit être accroché sur la structure par des barres scellées.

NOTE : *lors de la mise en tension des armatures de précontrainte additionnelles longitudinales, un massif ou un bloc d'ancrage peut subir dans certaines zones de légers décollements qui peuvent mettre en* ***surtension*** *des barres de clouage protégées par un coulis rigide, ce qui ne sera pas le cas pour des barres protégées par un produit souple. Les barres étant de faible longueur, la surtension peut être excessive et donc nocive. Il appartient au* ***maître d'œuvre,*** *avec l'aide du* ***bureau d'études,*** *d'analyser les risques et de choisir, pour la protection des barres, la solution la mieux adaptée.*

Photo n° 97 : armatures de clouage du serrage d'un massif d'ancrage au pont de Verberie[21] *(crédit photo D. Poineau)*

La réalisation des déviateurs est semblable à celle des massifs d'ancrage, sachant cependant que ces pièces peuvent être ou non précontraintes, comme indiqué dans la partie conception du présent guide.

Photo n° 98 : déviateur terminé et supports provisoire des conduits *(crédit photo Sétra)*

[21] *Le bloc de béton placé sous les ancrages assure la répartition des contraintes sur toute la surface du massif et joue le rôle de prisme local.*

La forme des déviateurs doit être adaptée à la géométrie du tablier et à la présence d'obstacles, comme des canalisations, des réseaux… ainsi que le montre la photographie ci-après où le déviateur s'insère dans une entretoise en treillis, des réseaux sous fourreaux et des canalisations.

Photo n° 99 : déviateur au viaduc d'Oléron *(crédit photo D. Poineau)*

La mise en œuvre de la précontrainte longitudinale additionnelle est détaillée dans la suite du présent guide.

10.8.2 CAS DES ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS

Les éléments préfabriqués sont uniquement liés à la structure, soit par le serrage exercé par la précontrainte additionnelle longitudinale au niveau des ancrages, soit par des barres de précontrainte (cas des bossages d'ancrage et des déviateurs).

Il faut interposer entre le support et les éléments préfabriqués un mortier de calage chargé de rattraper les défauts de surface. Dans le cas où l'élément est cloué sur la structure par des barres de précontrainte, pour obtenir le coefficient de frottement nécessaire, il faut une préparation de surface du support, mais aussi de celle de l'élément préfabriqué à mettre en place. Par exemple :

- pour un élément métallique, il faut strier le métal ;
- pour un élément préfabriqué en béton, un sablage mettant à jour les granulats permet de rendre la surface rugueuse.

Avec les éléments préfabriqués en béton et surtout métalliques, qui imposent la mise en place d'un mortier de calage, il est difficile d'obtenir un coefficient de frottement élevé, comme le montrent certains des tableaux de la partie du présent guide consacrée à la conception de la réparation et/ou du renforcement. Pour les éléments préfabriqués, une **épreuve d'étude** est donc à prévoir.

Les éléments préfabriqués sont fixés sur la structure par des chevilles provisoires ou tout autre dispositif équivalent. De plus, il est souhaitable d'exercer une légère mise en tension des armatures de précontrainte pour serrer le mortier de calage en attendant son durcissement.

Il y a lieu de rappeler que les éléments mis en place ne doivent pas constituer des points durs sous le hourdis supérieur soumis au passage des véhicules. La mise en place d'une plaque résiliente en haut du coffrage permet de résoudre le problème (se reporter à la partie conception du présent guide)

Les barres de clouage et leur gaine de protection sont enfilées dans les trous forés dans la structure et réservés dans les éléments préfabriqués. Un **scellement de la gaine** peut être nécessaire. Les plaques d'ancrage sont posées sur un bain de mortier de calage, comme dans le cas des éléments coulés en place.

La mise en tension et la protection des armatures de précontrainte de clouage sont réalisées comme dans le cas des éléments coulés en place avec les adaptations qui s'imposent.

Photo n° 100 : déviateur préfabriqué en béton *(crédit photo LRPC)*

Photo n° 101 : déviateur entièrement métallique au pont de Bellevue *(crédit photo Jean-Luc Martin DDE 44)*

La mise en œuvre de la précontrainte longitudinale additionnelle est détaillée dans la suite du présent guide.

10.8.3 CAS D'UNE DÉVIATION À DOUBLE PAROI

Après forage d'un trou de dimension adaptée au passage de l'organe de déviation (normalement un tronçon de tube cintré de forme plus ou moins élaborée suivant la catégorie de la paroi déviatrice imposée par le marché b1 ou b2, voire b3), l'organe de déviation est mis en place et réglé en position pour respecter les tolérances fixées par le **fascicule 65 du CCTG**. La mise en place de cordeaux permet de matérialiser le tracé des câbles de la précontrainte additionnelle et de faciliter ce réglage.

Ensuite, la mise en place dans le trou de passage d'un mortier de scellement assure la liaison entre la structure et l'organe de déviation.

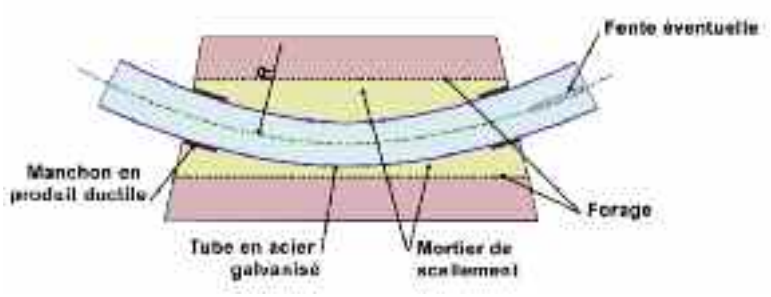

Figure n° 113 : schéma de principe du scellement

Photo n° 102 : organes de déviation scellés au droit d'une entretoise sur pile *(crédit photo Sétra)*

La mise en œuvre de la **précontrainte longitudinale additionnelle** est détaillée dans la suite du présent guide.

10.8.4 CAS DES DÉVIATEURS DE TYPE B_3

Par exemple, pour les ponts à poutres entretoisées, il est possible de remplacer les déviateurs à double paroi scellés dans l'élément qu'ils traversent par des **déviateurs du type b_3** au sens du **fascicule 65** du CCTG, ce qui permet d'augmenter l'excentricité des câbles additionnels et donc l'efficacité de la précontrainte.

La réalisation impose un repiquage du béton pour créer la surface d'appui du déviateur et un dispositif qui maintient le déviateur jusqu'au moment où le câble additionnel est mis en tension.

Photo n° 103 : déviateurs proches du type b3 *(crédit photo Freyssinet)*

La mise en œuvre de la **précontrainte longitudinale additionnelle** est détaillée dans la suite du présent guide.

> Cette réalisation doit être effectuée conformément à la procédure d'exécution correspondante, qui peut comporter plusieurs sous-procédures :

- forage des conduits «verticaux» ;
- réalisation des encoches et surfaces d'appui des ancrages ;
- injection des fissures ;
- mise en place et en tension des unités de la précontrainte additionnelle «verticale» ;
- protection des unités de la précontrainte additionnelle «verticale»…

L'opération la plus délicate de cette opération concerne le forage du trou nécessaire à la mise en place des armatures de précontrainte (barres ou monotorons gainés protégés) tout particulièrement lorsque l'âme doit être forée sur toute sa hauteur (cas où la précontrainte additionnelle est placée à l'intérieur du béton). Cependant, si le forage n'a à traverser que des goussets ou des hourdis (cas où la précontrainte additionnelle est placée à l'extérieur) il faut se rappeler que ces éléments peuvent contenir des armatures qu'il ne faut pas endommager. La réalisation de ces forages est décrite dans le paragraphe 9.7 ci-dessus.

> La phase suivante consiste à créer par repiquage les surfaces d'appui des ancrages des barres, monotorons… qui vont jouer le rôle d'étriers actifs ou celles des pièces métalliques qui vont servir à constituer des «corsets» :

- en partie supérieure, il faut créer une véritable niche dont la hauteur permet de loger l'ancrage et son frettage (armature d'éclatement) et également de couler, après mise en tension, un mortier enrobant l'ancrage d'au moins 2 à 3 cm. Ce repiquage est délicat à cause de la présence des diverses armatures (armatures de béton du hourdis supérieur et de l'âme, armatures de précontrainte placées dans les goussets supérieurs). Le repiquage doit permettre d'obtenir une surface plane perpendiculaire à l'axe du forage légèrement plus grande que la surface de la plaque d'ancrage ou de l'ancrage ;

NOTE : *il est aussi possible de réaliser les niches avec un carottier diamanté, à condition de ne pas couper les armatures existantes lors de cette opération.*

- en partie inférieure, il n'est normalement pas nécessaire de créer des niches, les têtes d'ancrage ou les pièces métalliques des «corsets» pouvant généralement rester apparentes (dans certains cas, ce n'est pas possible si un gabarit de circulation tangente l'intrados ou si le maître d'ouvrage a des exigences esthétiques fortes…). Le repiquage doit permettre d'obtenir une surface plane perpendiculaire à l'axe du forage légèrement plus grande que la surface de l'ancrage ou de la pièce métallique du «corset». Si l'intrados du tablier est de hauteur variable, la géométrie de chaque repiquage est différente, ce qui peut imposer la mise en place de cales de géométrie adaptée pour que la plaque d'ancrage soit perpendiculaire à l'axe de l'armature additionnelle ; il en est de même si les âmes sont inclinées.

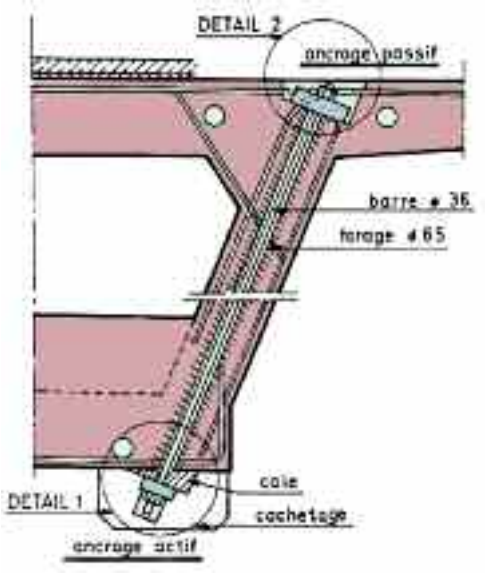

Figure n° 114 : schéma d'un étrier actif interne au béton d'une des âmes d'une poutre-caisson

Photo n° 104 : étriers actifs extérieurs au béton de l'âme des poutres sous forme de monotorons gainés-protégés
(crédit photo Freyssinet)

La phase suivante consiste à mettre en place les unités de précontrainte (barres ou torons, ancrages et gaines de protection) ainsi que, si le projet le prévoit, les pièces métalliques servant à réaliser les «corsets», les pièces en béton préfabriquées servant de déviateur… Ces divers éléments sont posés sur un mortier de calage et sont réglés et fixés pour ne pas bouger pendant toute la durée du durcissement du mortier de pose.

Photo n° 105 : mise en place d'une pièce de déviation sous le talon d'une poutre *(crédit photo Freyssinet)*

Avant l'injection des fissures, si les **mesures de leur souffle** sous les variations thermiques et la mise en place de charges (camions) sur le tablier montrent que les fissures sont sensibles à ces deux actions, une stabilisation des **gradients thermiques** est à prévoir ainsi que **la mise en place de camions** au droit de la partie à injecter pour bien ouvrir les fissures et empêcher qu'elles se referment.

Au cours de la phase suivante, il faut **injecter les fissures des âmes,** si elles existent et sont injectables sans risquer d'injecter les autres catégories de fissures qui affectent les hourdis. Si ce dernier risque existe, la mise en place de «bouchons» dans les fissures des âmes qui se prolongent dans les hourdis peut être indispensable. Il faut aussi éviter les fuites du produit d'injection le long et dans les gaines des câbles de précontrainte existants. **Les travaux d'injection sont détaillés dans la suite du présent guide.**

> Dans le cas où les trous de passage des armatures de précontrainte «verticales» traversent des fissures, pour éviter que le produit d'injection se répande dans les trous forés, il faut, par exemple :

- mettre des «bouchons» destinés à compartimenter les zones à injecter si cela est possible ;
- injecter les fissures, avant de procéder aux forages, sous réserve que ces fissures ne soient pas actives ou puissent être stabilisées ;
- mettre en place les gaines et injecter avec un coulis de ciment le vide existant entre la paroi intérieure du trou de forage et la surface extérieure de la gaine. Le coulis va obturer en surface les fissures qui traversent la zone de forage (phénomène d'essorage du coulis). Il faudra prévoir un évent sur la fissure juste avant la zone du forage et un injecteur juste au dessus de façon à pouvoir injecter la fissure sur toute sa longueur dans le cas où la fissure serait localement bouchée par le coulis de ciment et empêcherait la passage du produit d'injection (résine).

NOTE : *le fait qu'un chargement pour ouvrir les fissures ne soit pas nécessaire n'est pas une raison pour autoriser le trafic lourd, sauf si une* ***épreuve de convenance*** *(prévoir l'injection de fissures avec puis sans trafic) montre que cela ne nuit pas à la qualité de l'injection.*

Ensuite, **les armatures additionnelles de précontrainte sont mises en tension en plusieurs passes** de façon à s'assurer de la compensation des déformations instantanées et différées du mortier de calage. La mise en tension de ces barres de quelques mètres de longueur doit respecter les dispositions du **fascicule 65 du CCTG,** comme pour les armatures de clouage susvisées au paragraphe 9.8 ci-dessus, avec trois serrages initiaux et une reprise de tension au bout d'une semaine.

Une **épreuve de convenance** permet de mettre définitivement au point la **procédure** relative à la mise en précontrainte et, si c'est possible, de la simplifier.

Photo n° 106 : mise en tension dune barre nervurée avec enregistrement de la pression au vérin et des allongements
(crédit photo LRPC)

Rappel : *il est préférable de mettre en œuvre des* ***barres lisses et filetées*** *qui présentent moins de pertes de tension que les* ***barres nervurées****.*

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Photo n° 107 : mise en tension d'étriers à base de monotorons gainés-protégés *(crédit photo Freyssinet)*

Un produit de protection est injecté dans les gaines des barres de précontrainte (dans le cas où le projet a prévu des gaines de protection autour des torons gainés-protégés, elles peuvent aussi être injectées, ce qui ajoute une barrière supplémentaire de protection). Le produit de protection des armatures est celui prévu au **marché. La mise en œuvre respecte la procédure d'injection** et les exigences du **fascicule 65 du CCTG** et les dispositions particulières du **marché**.

Enfin, les **capots de protection** sont mis en place sur les têtes d'ancrage et un **mortier ou un micro-béton de réparation** est coulé pour combler les encoches. Après durcissement du mortier ou du micro-béton, **l'étanchéité** doit être remise en état ou, si nécessaire, complètement remplacée. Il en est de même de la couche de roulement.

Photo n° 108 : réparation de la chape d'étanchéité *(crédit photo LRPC)*

Bien entendu si la réparation utilise **des barres de précontrainte en acier inoxydable,** l'injection n'est pas nécessaire, mais il ne faut pas oublier de mettre en place les bagues et rondelles isolantes.

Il n'est pas toujours nécessaire de précontraindre l'âme sur toute sa hauteur ; lorsque l'âme présente dans sa partie basse une fissure horizontale (ce peut être le cas d'une reprise de bétonnage soumise à une poussée au vide), la réparation peut être effectuée avec une barre de précontrainte scellée. **Une épreuve d'étude** est nécessaire pour déterminer la longueur de scellement.

La figure ci-après montre le déroulement des différentes phases de la réparation. Il est à noter que **le scellement doit être limité à la partie de l'âme au-dessus de la fissure ;** en effet, un scellement sur toute la hauteur rendrait impossible la mise en tension de la barre et donc la mise en compression de la fissure injectée.

La partie inférieure, hors scellement de l'âme, doit, après la mise en tension de la barre, être remplie, soit par un produit de protection souple permettant une reprise ultérieur de la tension, soit par le produit de scellement qui assurera sa protection.

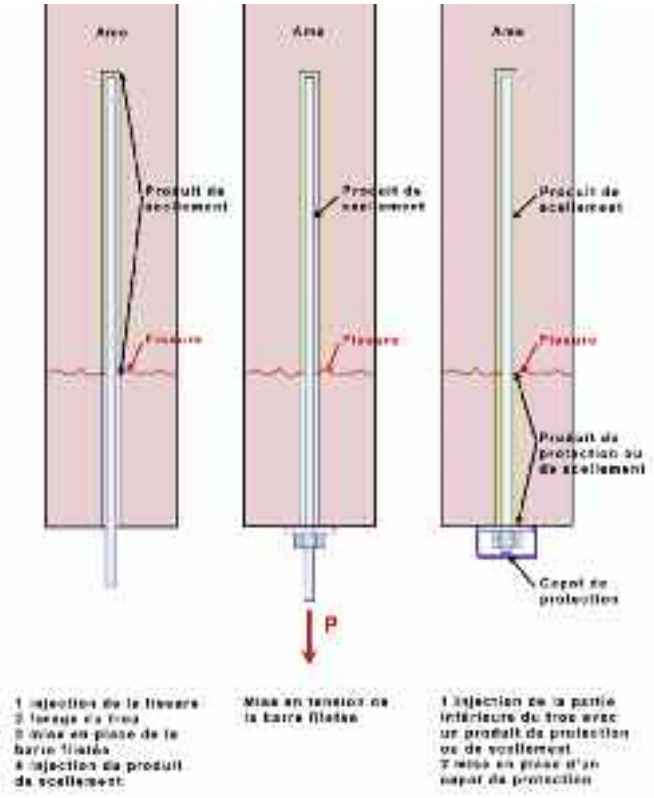

Figure n° 115 : phases de réalisation d'une mise en précontrainte partielle de l'âme d'une poutre

> Rappel, la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle dite «transversale» peut être effectuée au moyen :

- de barres de précontrainte, de monotorons gainés-protégés placés de part et d'autre du hourdis inférieur… ;
- de «corsets» précontraints permettant la réparation et/ou le renforcement à la fois du hourdis et des âmes ;
- de nervures précontraintes coulées en place.

> Tous ces travaux doivent être effectués conformément à la procédure d'exécution correspondante qui peut comporter plusieurs sous-procédures :

- forage des trous de passage des armatures de précontrainte additionnelle «transversale» ;
- injection des fissures ;
- mise en œuvre des unités de la précontrainte additionnelle «transversale» (ancrages, frettages, conduits…)… ;
- mise en tension et protection des unités de la précontrainte additionnelle «transversale»…

Cette mise en œuvre fait appel aux techniques déjà décrites dans les paragraphes précédents : scellement d'armatures, forage de trous, ferraillage, bétonnage, injection de fissures, réalisation d'un massif ou d'un bossage d'ancrage…

> Aussi, seuls quelques points particuliers de réalisation sont exposés dans le présent paragraphe, à savoir :

- la principale difficulté est de positionner les armatures de précontrainte du lit supérieur (au-dessus du hourdis) en cas de présence de bossages d'ancrage des câbles de continuité existants, des câbles de continuité disposés dans les goussets et des câbles de la précontrainte additionnelle longitudinale à mettre en place. D'où l'importance de faire faire par un géomètre un relevé précis de la géométrie réelle du tablier pendant la période de préparation des travaux, sauf si ce relevé effectué pendant l'étude préliminaire est contractualisé dans le **marché** (l'absence d'un tel relevé peut conduire à remanier entièrement le projet).

  Les forages pour le passage des armatures de précontrainte transversales sont effectués classiquement avec une perceuse équipée d'un carottier diamanté. Les précautions à prendre ont été évoquées dans le paragraphe 10.7 ci-dessus ;

Photo n° 109 : croisement des précontraintes additionnelles longitudinale et transversale *(crédit photo Sétra)*

- la mise en place des plaques de répartition sur lesquelles s'appuient les ancrages de la précontrainte transversale. Elles sont posées sur un mortier de calage avec une bande résiliente placée dans les angles pour éviter leur éclatement lors de la mise en tension des armatures. Provisoirement, ces plaques métalliques sont fixées sur la structure au moyen de tiges filetées et de chevilles en attendant la mise en tension de la précontrainte ;

NOTE : *la photo ci-dessous montre le commencement de la mise en place d'une plaque de répartition avant la mise en œuvre du mortier de calage. La photo n° 20 ci-devant montre la fin de l'opération et la photo n° 111 ci-dessous montre la mise en tension des monotorons de la précontrainte additionnelle transversale du hourdis inférieur.*

Photo n° 110 : début de la mise en place d'une plaque de répartition avec sa bande résiliente *(crédit photo Sétra)*

- pour limiter, lors de la mise en tension de la précontrainte transversale, le risque de flambement du hourdis inférieur, qui est une plaque mince fissurée, il faut fixer sur les deux faces du hourdis chaque file de monotorons par un dispositif métallique réglable et protégé contre la corrosion ;

- avant l'injection des fissures, si les mesures de leur souffle sous les variations thermique et la mise en place de charges (camions) sur le tablier montrent qu'elles sont sensibles à ces deux actions, une stabilisation des gradients thermiques est à prévoir ainsi que la mise en place de camions au droit de la partie à injecter pour bien ouvrir les fissures et empêcher qu'elles se referment.

  Si les gradients thermiques sont quasiment nuls, les fissures peuvent être stables et ces précautions ne sont pas nécessaires ;

NOTE : *si un chargement pour ouvrir les fissures n'est pas nécessaire, ce n'est pas une raison pour autoriser le trafic lourd, sauf si une* ***épreuve de convenance*** *(prévoir l'injection de fissures avec puis sans trafic) montre que cela ne nuit pas à la qualité de l'injection.*

- les fissures en «arêtes de poisson» doivent être injectées avant la mise en précontrainte transversale, en veillant à empêcher le produit d'injection de se répandre dans les fissures de flexion parallèles aux joints entre voussoirs, au moyen de petits forages remplis par un produit résistant chimiquement à la résine d'injection ;

- le cas présenté par la photo ci-après montre la mise en tension de quatre monotorons disposés en deux lits à l'aide de petits vérins. Cette mise en précontrainte peut se faire :

  - soit avec quatre vérins,

  - soit en plusieurs phases par pianotage avec deux vérins (se reporter à la photographie ci-après). Par exemple 50% de la tension finale pour la première file de torons, puis 50% de la tension finale de la seconde file puis, complément à 100% pour la première file et enfin 100% pour la seconde file. Cette **procédure** a pour but d'éviter le décollement de la plaque métallique.

Dans les deux cas, une **remise en tension** doit être effectuée au bout d'une ou deux semaines pour compenser les diverses pertes et, en particulier, celles dues au fluage du mortier de calage ;

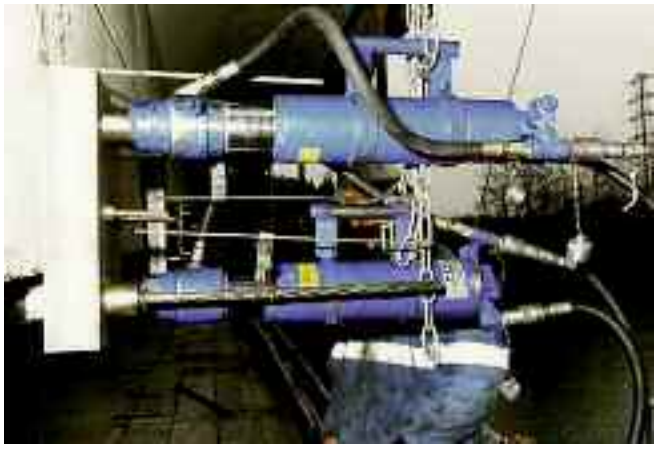

Photo n° 111 : mise en tension des monotorons par couple de deux *(crédit photo Sétra)*

- pour éviter d'endommager les enveloppes des monotorons gainés-protégés, il est vivement conseillé de mettre une protection supplémentaire : par exemple, ceux-ci peuvent être mis dans une gaine constituée par un tube injecté avec un coulis de ciment.

NOTE : *cette enveloppe protège les armatures contre les rayons U.V, les oiseaux, les rongeurs,* ***le vandalisme.***

Photo n° 112 : précontrainte transversale du hourdis inférieur terminée au pont de Châlons-en-Champagne *(crédit photo Sétra)*

NOTE : *si la précontrainte dite «transversale» est réalisée au moyen de barres de précontrainte classiques ou en acier inoxydable, le processus de la mise en œuvre de cette précontrainte est identique à ce qui vient d'être décrit dans la présente partie du guide. Prévoir une* ***protection supplémentaire*** *des barres en cas de présence d'oiseaux pour les raisons déjà évoquées.*

> La réalisation d'une précontrainte additionnelle longitudinale comporte 4 parties :

- mise en place de la précontrainte longitudinale additionnelle ;
- réalisation de l'injection des fissures ;
- mise en tension de la précontrainte longitudinale additionnelle ;
- mise en œuvre de la protection de la précontrainte longitudinale additionnelle.

10.11.1 MISE EN PLACE DE LA PRÉCONTRAINTE LONGITUDINALE ADDITIONNELLE

Tous ces travaux doivent être effectués conformément à la **procédure d'exécution** relative à la mise en place des unités de la précontrainte additionnelle «longitudinale».

> Rappel, la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle dite «longitudinale» peut faire appel à :

- des conduits sous forme de tubes métalliques ou en PEHD, voire en polyester fibré ;
- des armatures de précontrainte constituées de torons clairs, de torons galvanisés, de monotorons gainés-protégés ;
- diverses sortes de tracés (rectiligne, dévié…) ;
- diverses solutions d'ancrage (sur massif, sur bossage…) ;
- divers sortes de déviateurs (coulés en place, préfabriqués, en béton, en métal) et de forme diverses…

Cette précontrainte peut aussi se combiner avec des contraintes introduites par des **déformations imposées** (se reporter au chapitre 11 ci-dessous).

D'une manière plus générale la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle longitudinale fait appel aux techniques déjà décrites dans les paragraphes précédents : scellement d'armatures, forage de trous, ferraillage, bétonnage, injection de fissures, réalisation d'un massif ou d'un bossage d'ancrage…

> Aussi, seuls quelques points particuliers de réalisation sont exposés ci-dessous dans le présent paragraphe :

- la mise en place des conduits (gaines en PEHD ou tubes métalliques…) nécessite la mise en place de supports provisoires ou définitifs qui permettent de respecter le tracé fixé par le projet et des déformations des conduits. En effet, par exemple, si la précontrainte additionnelle utilise des monotorons gainés-protégés placés dans une gaine en PEHD injecté avec un coulis de ciment, le poids du coulis et des monotorons provoque une très forte déformation du conduit qui ne peut être compensée lors de la mise en tension des monotorons.

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Les deux photographies suivantes montrent des dispositions pouvant être adoptées pour soutenir les conduits (l'espacement conseillé par le fascicule 65 est de 5 m, ramené à 2,50 m lorsque le conduit est injecté avant la mise en tension).

Les conduits en PEHD ne sont rendus continus sur toute leur longueur qu'après la mise en tension des armatures de précontrainte ; aussi il faut donc prévoir un joint de déplacement dès que leur longueur dépasse 100 m. Après la mise en tension des armatures, un manchon **est mis en place pour assurer le raccordement des tronçons de gaines ;**

Photo n° 113 : supports des conduits métalliques et vase d'expansion pour une injection à la graisse *(crédit photo LRPC)*

NOTE : sur la photographie suivante, *les deux torons (plus ou moins tendus selon les besoins) servent à positionner les supports ; ils peuvent aussi servir au transport des vérins mono-groupe particulièrement lourds.*

Photo n° 114 : support de gaines en PEHD *(crédit photo Sétra)*

- la mise en place de l'armature de précontrainte, sous forme de torons ou de monotorons gainés-protégés, peut se faire :
  - par tirage avec une câblette de l'ensemble des torons constituants l'armature (le câble),
  - par enfilage toron par toron ou monotorons par monotoron par poussage ou traction.

La seconde solution, évitant d'avoir à manipuler des câbles lourds et rigides par des orifices de faibles dimensions, est en général privilégiée. Comme les photographies ci-après le montrent, le monotoron est protégé par un tube depuis le tambour de transport (coil) jusqu'à son arrivée dans la gaine en PEHD. La traction est exercée par une câblette, visible sur le troisième cliché, actionnée par le treuil situé au premier plan.

L'enfilage doit être contrôlé pour éviter que les torons ne s'emmêlent, ce qui aurait pour conséquence des frottements plus élevés et surtout des inégalités de longueur des torons. Dans un tel cas, à la mise en tension du câble, les torons peuvent avoir des tensions différentes à l'origine de ruptures de fils.

S'il s'agit de **torons clairs,** un dispositif analogue doit être mis en place de façon à éviter que le toron ne frotte sur le sol ou le béton ;

Photo n° 115 : dispositif d'enfilage à l'extérieur du tablier *(crédit photo Sétra)*

Photo n° 116 : dispositif d'enfilage à l'intérieur du tablier *(crédit photo Sétra)*

Photo n° 117 : détail de l'enfilage du monotoron gainé-protégé dans l'ancrage et le conduit *(crédit photo Sétra)*

- si le câble est constitué de torons galvanisés, les précautions à prendre lors de leur mise en place sont identiques à celles prises pour les torons clairs ou les monotorons gainés-protégés, de façon à éviter d'endommager la galvanisation. Il faut prévoir des liens autour de l'ensemble des monotorons formant un câble, environ tous des 5 m, pour éviter le risque de fouettement d'un toron qui viendrait à se rompre, soit à la mise en tension, soit pendant la vie de l'ouvrage.

Photo n° 118 : galvanisation et toron endommagés lors de la mise en place du toron *(crédit photo LRPC)*

Au niveau de l'ancrage, les clavettes endommagent la galvanisation ; il faut donc prévoir une protection spéciale de la tête d'ancrage. Le même problème peut survenir en cas de détension suivie d'une retension.

- si le câble est constitué de monotorons gainés-protégés sans gaine générale de protection, des précautions particulières sont à prendre pour éviter d'endommager la gaine mince de protection, à savoir :

    - l'enfilage des torons gainés se fait par traction au moyen d'une câblette dont la résistance doit être inférieure à la force de rupture de la gaine du toron. Il faut, à chaque déviateur de type «barillet», contrôler et aider l'enfilage du toron dans le bon trou (prévoir leur numérotation),

    - les torons ne doivent pas traîner sur le sol compte tenu de la fragilité de la gaine mince (par exemple, utiliser une gouttière en PVC disposée sur toute la longueur du câble en cours de constitution),

Photo n° 119 : gouttière pour empêcher le frottement sur le béton d'un monotoron gainé protégé (*crédit photo D. Poineau)*

Photo n° 120 : monotoron gainé-protégé quasiment «épluché» lors de sa mise en place *(crédit photo D. Poineau)*

- pour enfiler les torons gainés dans la **«gainette»** en PEHD qui est elle-même insérée dans un tube métallique cintré au droit des déviateurs «barillets», il faut les graisser et dimensionner largement le diamètre du conduit ; en effet, le diamètre des monotorons est soumis à certaines tolérances de fabrication ; il peut s'en suivre un blocage lors de l'enfilage dans les gainettes au droit des déviateurs, ce qui se traduit par un arrachement de la gaine de protection du monotoron,
- les gainettes PEHD de doublage des torons au droit des déviateurs doivent être scellées dans le conduit métallique cintré, sinon elles sont entraînées lors de la mise en tension,
- une épreuve de convenance est à prévoir pour savoir sur quelle longueur il faut dénuder le monotoron pour ne pas risquer de rupture de gaine entre le dernier déviateur et l'ancrage,
- les monotorons ne sont pas protégés en partie courante. Ils peuvent être vandalisés si l'accès dans le tablier est possible,
- il faut prévoir des liens autour de l'ensemble des monotorons, environ tous des 5 m, pour éviter le risque de fouettement d'un toron qui viendrait à se rompre.

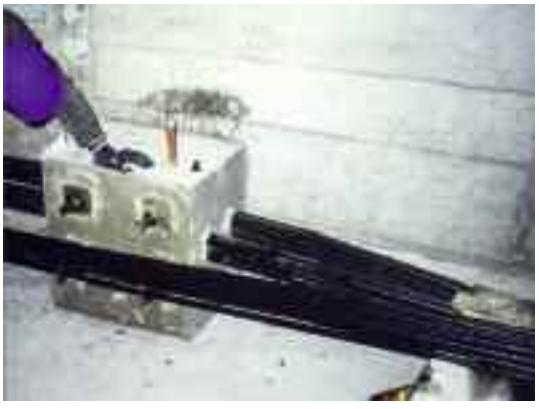

Photo n° 121 : déviateur de type «barillet» *(crédit photo CITRA)*

Photo n° 122 : détail du déviateur «barillet» et des gainettes de protection en PEHD *(crédit photo D. Poineau)*

Photo n° 123 : dispositif de liaison qui sert également de dispositif antivibratoire *(crédit photo D. Poineau)*

La mise en tension de la **précontrainte longitudinale additionnelle** est détaillée dans la suite du présent guide.

NOTE : *dans le cas où il est nécessaire de précontraindre une structure dans les trois directions, la **procédure d'exécution** complète le **marché** et précise dans quel ordre doivent être injectées les fissures et les précontraintes additionnelles mises en œuvre.*

10.11.2 RÉALISATION DE L'INJECTION DES FISSURES

10.11.2.1 Généralités

Tous ces travaux doivent être effectués conformément à la **procédure d'exécution** relative à l'injection des fissures.

> L'injection des fissures peut porter :

- simplement sur des fissures de flexion au tracé perpendiculaire à l'axe longitudinal du tablier. Il s'agit du cas où il n'y a pas de fissures inclinées dans les âmes ou en arêtes de poisson dans les hourdis et du cas où les fissures des âmes et des hourdis ont été injectées alors qu'une précontrainte additionnelle a été appliquée à ces élément ;
- à la fois sur des fissures de flexion, des fissures inclinées dans les âmes et des fissures en «arêtes de poisson» dans les hourdis. Il s'agit du cas où la précontrainte additionnelle a un tracé dévié et est capable de réparer les insuffisances combinées de résistance vis-à-vis de la flexion, de l'effort tranchant…

> ***La réalisation d'une injection*** *allant de la préparation du support, des produits, jusqu'à la l'injection proprement dite est détaillée dans la* ***partie 4 du guide FABEM 3*** *à laquelle le lecteur est invité à se reporter. Dans le présent paragraphe sont rappelés les* ***points importants*** *à respecter pour réaliser une bonne injection.*

10.11.2.2 Préparation du support

Dans le cas où le produit d'injection risquerait de s'infiltrer dans des vides existants (conduits de précontrainte, nids de cailloux, autres fissures), il faut réaliser, par exemple, des bouchons dans les plans de fissuration sous forme de forages remplis par un mastic souple ou rigide et résistant à l'agressivité du produit d'injection. Cette technique permet de créer des **zones confinées** plus faciles à injecter.

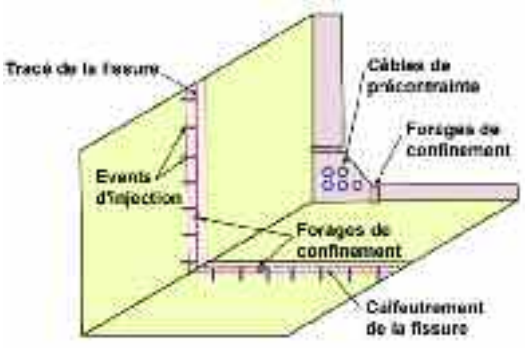

Figure n° 116 : principe de calfeutrement des fissures et de confinement des zones à injecter

Pour éviter que le produit d'injection ne se répande dans les forages où se trouvent des armatures de précontrainte additionnelles verticales, voire horizontales, il faut mettre en œuvre, par exemple, une des diverse solutions proposées au paragraphe 10.9 ci-dessus.

Photo n° 124 : fuite de résine *(crédit photo D. Poineau)*

Les fissures étant presque toujours traversantes, elles doivent être calfeutrées à l'intérieur comme à l'extérieur (cas d'une poutre-caisson) par un **mastic souple** (résine époxyde…), qui est imposé par la durée de l'opération de calfeutrement, qui peut s'étaler sur plusieurs jours à cause du linéaire de fissures à injecter pouvant dépasser plusieurs centaines de mètres dans certains cas. De plus, l'injection peut ne pas avoir lieu immédiatement à la fin du calfeutrement. Il faut donc choisir un produit souple qui absorbe les variations d'ouverture des fissures d'origine thermique et les effets du chargement mis en place avant l'injection (se reporter au **guide FABEM 3**).

10.11.2.3 Préparation de l'injection

10.11.2.3.1 Incidences des effets thermiques

Sur une **poutre continue fissurée** uniquement soumise à des charges permanentes, les mesures, d'une part, de l'ouverture des fissures sur une période de 24 heures et, d'autre part, de la réaction d'appui (sur une des culées la précision des mesures étant bien meilleure que celle qui serait obtenue sur une pile), montrent que ces fissures ont un souffle, que la réaction d'appui varie également et que ces deux phénomènes varient comme la température ambiante (se reporter à la figure ci-après).

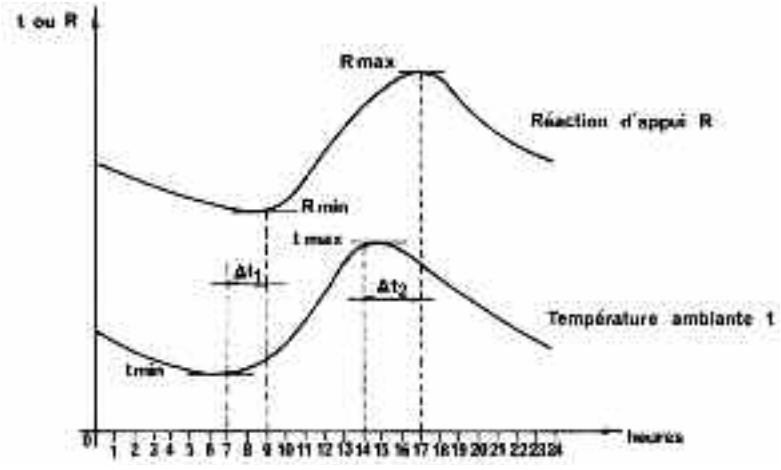

Figure n° 117 : effets des variations thermiques sur la réaction d'appui

Ces phénomènes sont dus aux **gradients thermiques**[22] (la différence de température entre la partie supérieure et la partie inférieure du tablier. Ces gradients thermiques provoquent des efforts dans la structure par déformations gênées à cause de l'hyperstaticité de la structure.

NOTE : *sur les poutres d'une* ***travée indépendante,*** *les gradients existent aussi ; ils entraînent des variations de courbure des poutres, mais aucune sollicitation dans la travée, puisque les déformations ne sont normalement pas gênées.*

Si on injecte les fissures pendant la période où les fissures sont le plus ouvertes, le produit d'injection, qui ne durcit pas instantanément, va se retrouver chassé des fissures dès qu'elles vont commencer à se refermer. Il faut donc **stabiliser les gradients thermiques** pour maintenir l'ouverture des fissures la plus constante possible pendant toute la durée de l'injection jusqu'à la mise en tension de la précontrainte additionnelle. Bien entendu, cette mise en précontrainte ne peut avoir lieu tant que le produit d'injection n'a pas suffisamment durci.

> Outre le travail de nuit (période où les gradients thermiques sont réduits), trois solutions très efficaces permettent de réduire le gradient thermique à environ 1°C, voire 2°C, à savoir :

- l'arrosage en permanence ou presque de l'extrados de l'ouvrage, par exemple au moyen de tuyaux perforés ou de non-tissé maintenu humide ;
- la mise en œuvre d'une peinture blanche sur l'extrados de l'ouvrage. Ce revêtement doit pouvoir être facilement éliminé.

ATTENTION, *si l'ouvrage est circulé, le revêtement doit être nettoyé, pour maintenir son efficacité dès que les relevés des gradients thermiques montrent que ceux-ci s'accroissent.*

[22] *L'importance des gradients thermiques peut être mesurée, pour une poutre-caisson, dans la section de clé au moyen de* ***thermocouples*** *disposés à mi-épaisseur des deux hourdis.*

- la mise en œuvre d'un revêtement de gravillons de couleur blanche.

ATTENTION, *si l'ouvrage est circulé, des nettoyages s'imposent dès que les relevés des gradients thermiques montrent que ceux-ci s'accroissent.*

> La solution de stabilisation choisie doit être mise en œuvre avant le début des injections et durer jusqu'à la mise en tension de la précontrainte additionnelle. Elle doit s'appuyer sur l'intervention d'un laboratoire et des moyens de mesures suivants :

- des thermocouples qui doivent mesurer en permanence les variations des gradients thermiques ;
- des capteurs de déplacement qui doivent être placés à cheval sur quelques fissures remarquables. Le rôle des capteurs est décrit ci-après ;
- des jauges de déformations qui doivent être collées à la surface du béton à proximité des fissures remarquables. Le rôle de ces jauges est décrit ci-après.

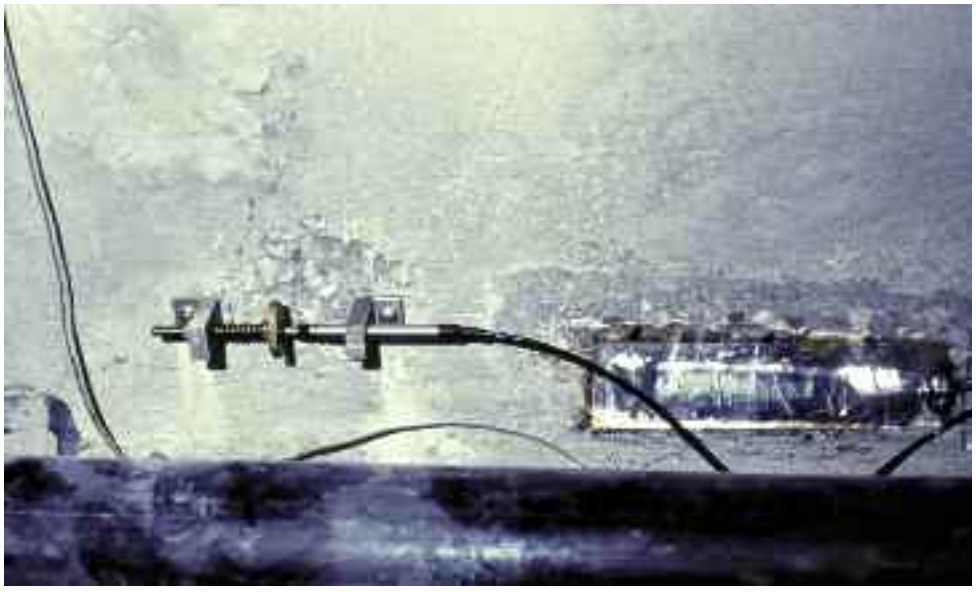

Photo n° 125 : couple jauge - capteur *(crédit photo D. Poineau)*

Les capteurs de déplacement permettent, d'une part, de déterminer le cycle journalier d'ouverture des fissures en fonction des gradients thermiques de façon à connaître l'heure **optimale de début d'injection** (c'est-à-dire, l'heure à laquelle les fissures sont les plus ouvertes [normalement en soirée entre 18 et 20 h]) et, d'autre part, de s'assurer que les ouvertures des fissures restent stables durant toute la durée de l'injection.

Les jauges de déformation permettre d'enregistrer les efforts de compression qui vont traverser les fissures injectées lors de **l'enlèvement des charges** et lors de la **mise en précontrainte.**

Tous ces moyens de mesures doivent être reliés à une **centrale de mesures** chargée de l'enregistrement de tous les paramètres pendant toute la durée des diverses opérations.

10.11.2.3.2 Nécessité d'un chargement des travées fissurées

Stabiliser l'ouverture des fissures ne suffit pas, il faut les **ouvrir au maximum** pour en faciliter le remplissage. **La mise en place de charges** (généralement des camions) sur la travée dont les fissures sont à injecter va permettre d'ouvrir les fissures.

Le bureau d'études qui est chargé des études doit fixer l'importance des chargements à mettre en œuvre **pour ne pas endommager l'ouvrage malade,** calculer les sollicitations, les contraintes et déformations qui affectent la structure pendant toutes les phases de la réparation jusqu'à sa remise en service. **Il interprète également les résultats de mesures effectuées.**

Une étroite collaboration est nécessaire entre le **bureau d'études** et le **laboratoire** qui doivent tenir informés le **maître d'œuvre** et **l'entrepreneur**.

Dès que le produit d'injection est suffisamment résistant (Dureté Shore > 80 pour une résine), il n'est plus nécessaire de maintenir la travée chargée. **L'enlèvement des charges** va, effet favorable, comprimer les fissures ; cependant, **la stabilisation des gradients thermiques** doit être maintenue jusqu'à la mise en précontrainte. Cette mise en compression peut être renforcée par **l'ajout de déformations imposées** par un vérinage. Il est rappelé que les contraintes et les déformations qui résultent de ces opérations sont mesurées par le **laboratoire** et comparées à celles évaluées par le **bureau d'études.**

Cette mise en compression est mesurée par les **jauges de déformation** susvisées, ce qui permet de contrôler si le produit d'injection a rempli totalement les fissures. Si ce n'est pas le cas les jauges situées à proximité de la zone mal injectées mesureront des déformations nettement inférieures à celles calculées (se reporter à la partie consacrée aux contrôles). Dans un tel cas, il faut envisager **une reprise locale de l'injection.**

10.11.2.4 Mise en œuvre de l'injection

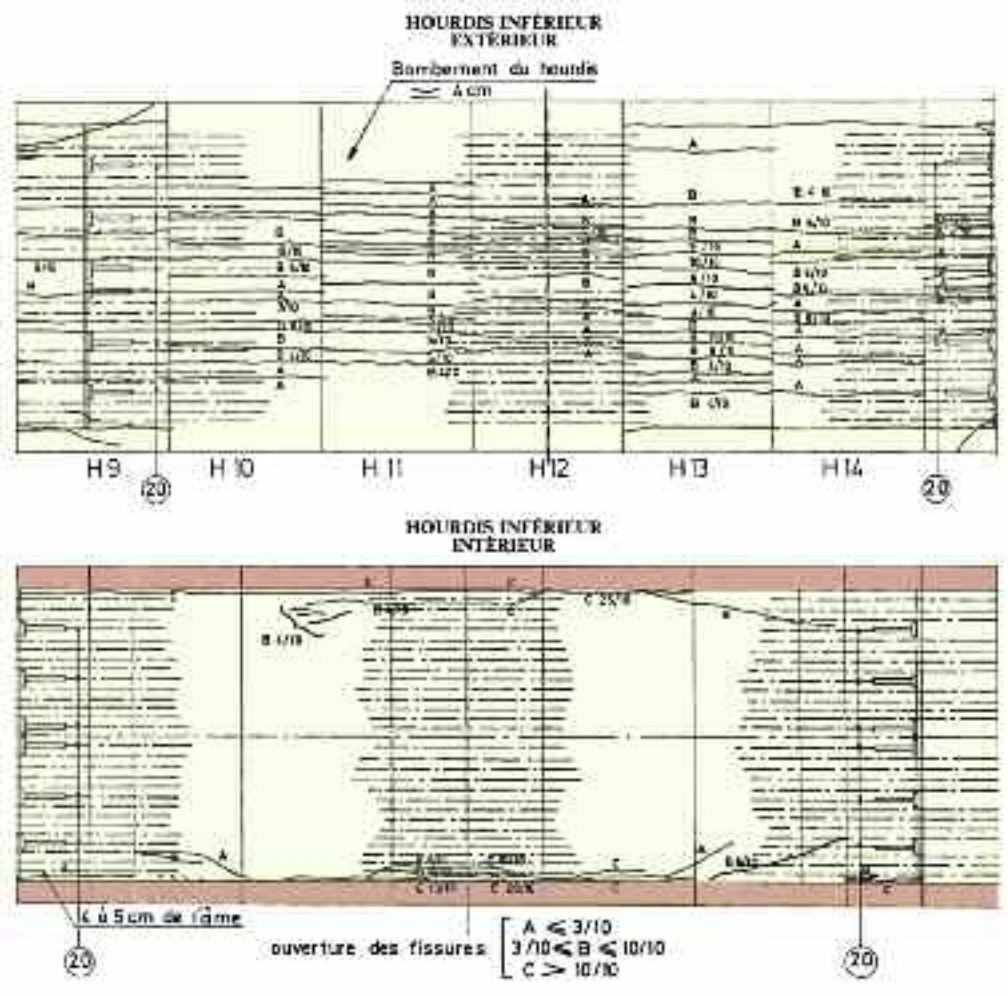

Figure n° 118 : plan de fissuration indiquant les fissures à injecter

> Outre les dispositions qui viennent d'être évoquées et celles développées dans le guide FABEM 3, le marché doit stipuler un certain nombre de précautions pour bien réussir le remplissage des fissures :

- fixer le calendrier des travaux de façon que les injections se déroulent pendant une période favorable c'est-à-dire :
  - période de faibles variations thermiques (consulter les statistiques des services de la météorologie), donc avec de faibles gradients thermiques. L'idéal est d'avoir un ciel couvert, ce qui n'est prévisible que peu de jours à l'avance,

- période ou les températures sont suffisantes pour faciliter le durcissement du produit d'injection (le plus souvent une résine) mais pas trop élevées pour ne pas réduire la durée pratique d'utilisation (DPU) du produit (un produit d'injection ayant une DPU importante par température élevée peut avoir des caractéristiques mécaniques plus faibles) ;

NOTE : *la mise en œuvre d'écrans pour limiter l'échauffement du béton peut être nécessaire.*

- prévoir, en fonction du linéaire des fissures, des moyens d'accès en nombre suffisant ainsi que des équipes d'injection de jour comme de nuit pour que l'injection se déroule le plus rapidement possible ;

Photo n° 126 : travaux d'injection en cours *(crédit photo Parexlanko)*

- calfeutrer les fissures et compartimenter les zones à injecter (pour mémoire) ;
- s'assurer que les moyens de mesures sont opérationnels (pour mémoire) ;

Photo n° 127 : fissures prêtes à être injectées et jauges et capteurs opérationnels *(crédit photo LRPC)*

- prévoir un essai de contrôle à l'air comprimé déshuilé afin de vérifier que les fissures ne sont pas obstruées et que les injecteurs et les évents communiquent correctement entre eux. L'air peut être considéré comme sec si le compresseur est en bon état. D'autres solutions peuvent être proposées par l'entrepreneur ;
- charger le tablier et stabiliser les effets thermiques (pour mémoire) ;
- injecter par les points bas à faible pression (~ 0,1 MPa) et contrôler la progression du produit ;
- réalimenter par gravité les évents les plus hauts en fin d'injection pour compenser les fuites éventuelles (utiliser la même résine, qui peut être refroidie, pour ralentir sa polymérisation) ;

NOTE : *même si un chargement pour ouvrir les fissures n'est pas nécessaire, ce n'est pas une raison pour autoriser le trafic lourd, sauf si une* ***épreuve de convenance*** *(prévoir l'injection de fissures avec puis sans trafic) montre que cela ne nuit pas à la qualité de l'injection.*

Photo n° 128 : injection en cours *(crédit photo Sétra)*

- contrôler la polymérisation du produit d'injection pour pouvoir mettre en tension les armatures de la précontrainte additionnelle dès que la dureté shore dépasse 80. Rappel : l'évolution de la dureté shore est à la fois fonction de la température du béton de la structure et de l'humidité atmosphérique ;
- s'assurer, lors du déchargement des travées chargées, que les diagrammes des déformations mesurées sont conformes à ceux calculés, ce qui indique que les fissures sont correctement remplies.

10.11.3.1 Généralités

10.11.3 MISE EN TENSION DE LA PRÉCONTRAINTE LONGITUDINALE ADDITIONNELLE

Tous ces travaux doivent être effectués conformément à la **procédure d'exécution** relative à la mise en tension des armatures de la précontrainte additionnelle «longitudinale» appelée **programme de précontrainte.** Cette **procédure**, qui est analogue à celle des mises en précontrainte sur un ouvrage en construction, peut être élaborée à partir des exigences du **fascicule 65 du CCTG** et de la notice technique du procédé de précontrainte et de **l'ATE** correspondant.

La mise en tension des armatures de la précontrainte additionnelle ne peut être effectuée qu'après la réalisation de tous les contrôles nécessaires à la levée du **«POINT D'ARRÊT»**.

> Outre les contrôles classiques relatifs à une mise en précontrainte, il faut ajouter :

- ceux, très importants, qui confirment que les barres de précontrainte de clouage (des massifs d'ancrage et déviateurs) sont à la tension exigée. En effet, dans le cas contraire, le glissement d'un bossage d'ancrage peut se produire, mettant en jeu la sécurité de la structure et des personnes présentes sur et dans l'ouvrage ;
- celui qui permet de savoir que le tracé de la précontrainte additionnelle respecte les tolérances contractuelles (voir le fascicule 65 du CCTG) ;
- ceux qui confirment que les fissures injectables ont été injectés avec ou sans reprise d'injection.

> La mise en tension des armatures de la précontrainte additionnelle doit être effectuée en veillant à ce que :

- ces mises en tension soient symétriques, de façon à ne pas créer de flexion d'axe vertical (il faut donc un minimum de 4 vérins s'il y a deux câbles à mettre en tension) ;
- l'ordre de ces mises en tension ne provoque pas de désordre dans les autres travées et, en particulier, la réouverture des fissures déjà injectées ;
- l'effort de précontrainte exercé soit bien celui prévu (mesures des coefficients de transmission) et qu'il se répartit conformément aux hypothèses de calcul (comparaison des diagrammes de déformations mesurés et calculés). Ces points sont développés dans la partie consacrée aux contrôles ci-après.

Les opérations de mise en tension doivent être exécutées, sous les ordres du **chargé de la mise en précontrainte (CMP),** conformément au programme de précontrainte annexé au PAQ. Elles se déroulent comme pour un **ouvrage neuf** mais avec la circonspection qui s'impose, compte tenu des risques encourus en cas de rupture d'un élément additionnel, tel un bossage d'ancrage.

> La mise en tension de câbles galvanisés demande des précautions particulières :

- en cas de reprise de tension aux vérins (cas des câbles longs), les clavettes s'encrassent. Il faut donc les remplacer avant de procéder au clavetage de fin de mise en tension pour éviter des glissements ;
- les armatures ne doivent pas rester libres sur une grande longueur pour limiter les risques d'accident en cas de rupture d'un toron (la mise en place de liens autour du câble disposés à un intervalle régulier de l'ordre de 5 mètres limite les risques de fouettement.
- Il est rappelé que la coupe des extrémités des torons au-delà de l'ancrage est soumise à la levée d'un **POINT D'ARRÊT** après l'interprétation et la validation de tous les contrôles effectués lors de la mise en tension des armatures de précontrainte et, en particulier, de ceux relatifs au contrôles d'efficacité de la réparation et/ou du renforcement.

10.11.3.2 Cas des vérins dits «mono-groupe»

Lorsqu'il s'agit de câbles de précontrainte constitués de torons clairs ou galvanisés, tous les torons devant être mis en tension en même temps, il faut utiliser des «gros vérins» de type mono-groupe (poids entre 500 et 1 000 kg, voire plus).

Photo n° 129 : dispositif de levage et de manutention d'un vérin pendant les réparations du pont de Blagnac
(crédit photo D. Poineau)

Rappel : *ces vérins lourds sont difficiles à manier, en particulier, pour les déplacer d'une travée à une autre avec un passage obligé dans un trou d'homme ou au dessus d'une entretoise sur pile. Le temps passé en manutentions peut avoir une incidence fâcheuse sur le nombre de mises en tension journalières, pas plus de deux sur certains chantiers de réparation. D'où l'intérêt, si c'est possible, de reporter les massifs d'ancrage dans les travées de rive (accès souvent facile par les trappes de visite existantes dans le hourdis inférieur) et de prévoir une précontrainte constante sur toute la longueur du tablier.*

Photo n° 130 : obstacle difficile à franchir pour le matériel même si l'accès est sécurisé pour le personnel
(crédit photo D. Poineau)

Cependant, des dispositions particulières peuvent être trouvées pour faciliter les manutentions comme le montre la photo ci-après.

Photo n° 131 : manutention d'un vérin lors des réparations du viaduc des Canadiens sur l'Autoroute A 4 près de Paris
(crédit photo D. Poineau)

10.11.3.3 Cas des vérins de mise en tension toron par toron

Lorsque les armatures de précontrainte sont constituées de torons gainés-protégés, il est possible de mettre en tension les torons les uns après les autres avec un vérin «léger» **sous réserve de respecter des dispositions techniques spécifiques détaillées au paragraphe 6.2.2 ci-dessus.**

Photo n° 132 : mise en tension de monotorons gainés-protégés lors des réparations du pont de Corbeil *(crédit photo D. Poineau)*

10.11.3.4 Dispositifs accessoires

> Le marché doit indiquer quels dispositifs sont à mettre en œuvre pour :

- éviter un risque de flambement de la structure (cas des câbles extérieurs de grande longueur non liés à la structure) ;
- la mise en résonance des armatures de précontrainte additionnelles sous les vibrations de la structure (liaisons simple avec la structure) ;
- permettre une reprise de tension et un démontage aisé des câbles (les torons en arrière de l'ancrage doivent présenter une sur-longueur pour permettre la mise en place d'un vérin et ces torons sont coiffés d'un capot long injecté d'un produit de protection souple identique à celui de la protection en partie courante).

Il s'agit de dispositifs visés par le **fascicule 65 du CCTG** dans sa partie traitant de la précontrainte extérieure et dans le **guide du Sétra** de février 1990 sur la précontrainte extérieure.

Les deux photographies qui suivent montrent un **dispositif antivibratoire** couramment mis en œuvre. L'un a reçu une protection insuffisante et l'autre une protection efficace contre la corrosion due aux condensations par une galvanisation par immersion à chaud.

Photo n° 133 : dispositif antivibratoire non correctement protégé contre la corrosion *(crédit photo D. Poineau)*

Photo n° 134 : dispositif antivibratoire au pont de Labéraudie *(crédit photo D. Poineau)*

Pour éviter **l'endommagement involontaire** de la précontrainte additionnelle par les gestionnaires des réseaux, à l'occasion de travaux d'entretien…, des panneaux peuvent être apposés sur les câbles.

Photo n° 135 : panneau apposé au viaduc de la Darse sur les câbles de la précontrainte additionnelle *(crédit phot D. Poineau)*

10.11.4 RÉALISATION DE LA PROTECTION DE LA PRÉCONTRAINTE LONGITUDINALE ADDITIONNELLE

Les câbles constitués de torons clairs, voire galvanisés sont, normalement, protégés par un produit **de protection souple** qui évite les risques causés par le fouettement du câble qui peut avoir lieu lors d'une rupture accidentelle ou lors du démontage, lorsque le câble est protégé par un coulis de ciment.

La protection des monotorons gainés–protégés relève du référentiel de **l'ASQPE**.

Les câbles galvanisés doivent aussi recevoir une protection, car la galvanisation n'est pas une protection dont la durée est illimitée. Celle-ci dépend de l'exposition et de l'agressivité du milieu ambiant. Le plus grand risque se situe au niveau des ancrages, là où le film de zinc peut être entamé par les clavettes. La meilleure solution est la présence de conduits continus et injectés.

Les ancrages sont obligatoirement protégés par un capot lui-même protégé contre la corrosion.

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

La mise en œuvre de la protection de la précontrainte additionnelle est réalisée conformément à la **procédure d'injection** basée sur les textes de références du **fascicule 65 du CCTG**, de **l'ASQPE**, de **l'ATE**, complétés par les exigences du **marché**.

Photo n° 136 : capots de protection en place au viaduc de Verberie *(crédit photo D. Poineau)*

Cette mise en œuvre de la protection, lors d'une réparation et/ou renforcement, étant identique à celle effectuée lors de la construction d'un ouvrage neuf, elle n'appelle pas d'autres développements. Cependant, dans le cas où les câbles ne pourraient être disposés avec un **périmètre de protection** suffisant, il appartient au **marché** de fixer les exigences particulières à satisfaire.

11

Réalisation de travaux d'ajout de forces par déformations imposées

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

L'ajout de force par déformations imposées s'obtient relativement facilement par des dénivellations d'appui au moyen de vérins. Le lecteur peut se reporter au **guide FAEQ 5**, qui explicite comment procéder au vérinage d'un tablier.

Les efforts qui se développent lors de la dénivellation d'appui se calculent avec le module de déformations instantanées du béton, mais le fluage, qui affecte même un béton très âgé, va réduire progressivement et dans des proportions qui peuvent être importantes le bénéfice de la dénivellation. Par exemple, classiquement, sur un béton âgé de 28 jours, l'effort final sera voisin de 1/3 de l'effort initial.

Les effets d'une dénivellation d'appui peuvent être mesurés par des jauges de déformations, placées dans les sections de clé. Cependant, si on veut suivre l'évolution des efforts, il est préférable de mesurer **les réactions d'appui sur les culées** (voire la note ci-après) au moyens de vérins ou d'appareils d'appui équipés de pesons, sans oublier de tenir compte des corrections thermiques évoquées dans le présent guide dans la partie consacrée aux **investigations.**

NOTE : *la précision de mesure des vérins de l'ordre de 1% ne permet pas, sur les piles où les réactions d'appui atteignent 1 000, 2 000 tonnes, voire nettement plus, de détecter les effets de dénivellations d'appui de quelques centimètres et des variations de réactions de quelques dizaines de tonnes.*

> Dans quels cas faut-il envisager l'ajout de force par déformations imposées :

1. Lorsque les investigations de **l'étude préliminaire** montrent qu'il y une discordance importante entre les **réactions d'appui mesurées** et **celles calculées** avec un programme prenant en compte les redistributions d'efforts par déformations différées gênées.

Le recalcul doit être effectué après un relevé de la géométrie de la structure, un métré des superstructures, une recherche du calendrier exact de construction, des fiches de mise en tension, des résultats des essais sur les éprouvettes de béton, des modifications apportées au mode de construction (inversion des clavages, introduction de charges pour compenser les flèches…), des incidents divers…

Dans un tel cas, **une ou plusieurs dénivellations, étalées dans le temps** pour ne pas introduire des efforts excessifs dans la structure, permettent de se rapprocher des réactions théoriques. Ce qui permet alors de faire un renforcement classique par mise en place d'une précontrainte additionnelle.

Une telle opération a été effectuée sur le pont de **Pont-sur-Yonne,** dont l'évolution des réactions d'appui avait été suivie depuis la fin de sa construction, le laboratoire connaissant le moment où les réactions d'appui mesurées ont divergé de celles calculées.

2. Lorsque la géométrie de l'extrados d'un tablier fissuré présente des déformations excessives, la dénivellation d'appui, même si une grande partie est perdue par fluage, va permettre de corriger le profil en long. Bien entendu, elle doit être suivie d'une opération classique de mise en place d'une précontrainte additionnelle.

Une telle opération a été effectuée sur le pont de Lacroix-Falgarde ; elle a permis, non seulement, de corriger les déformations, mais, aussi, d'attendre pendant près d'un an (raisons budgétaires) la précontrainte additionnelle. Pendant tout ce laps de temps, le pont est resté sous **surveillance renforcée** avec une stabilisation permanente des gradients thermiques.

12

12 Démontage d'armatures de précontrainte et déconstructions de structures precontraintes

12.1 Généralités
12.2 Démontage d'armatures de précontrainte endommagées
12.3 Déconstructions de structures précontraintes

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

> Le démontage d'armatures de précontrainte intérieures ou extérieures au béton peut être nécessaire dans les cas suivants :

- **1**. lors du **remplacement d'armatures** endommagées, en particulier par corrosion… ;

- **2**. lors de la **déconstruction** de structures précontraintes, en particulier celles construites par phases successives.

NOTE : *le présent guide ne traite pas du recours aux explosifs, qui permettent des démolitions plus rapides.*

Le démontage des armatures doit faire l'objet d'un **projet** élaboré par un **bureau d'études**, car la suppression de nombreux câbles peut obliger à mettre en place une précontrainte provisoire assurant la tenue de l'ouvrage jusqu'au remplacement des câbles démontés.

12.2.1 CAS DES ARMATURES INTÉRIEURES AU BÉTON

Seules les unités de précontrainte qui ont été prévues à cet effet peuvent être détendues voire démontées. Il s'agit des armatures intérieures au béton galvanisées ou protégées par un produit souple et les monotorons gainés protégés. Pour qu'elles soient démontables, il faut que leurs ancrages soient accessibles.

Les armatures **protégées par un coulis à base de ciment** sont rarement détendables même si l'injection n'est pas parfaite car les armatures se ré-ancrent. Cependant, si l'injection est quasi-inexistante, il est possible de détendre une armature de précontrainte interne au béton.

> ***Rappel :*** *un essai, tenté pendant la démolition d'un tablier de l'autoroute A7 de type VIPP sur la Drôme près de Loriol, a montré qu'un câble pouvait être détendu complètement au moyen de quelques carottages. Il s'agissait de câbles légèrement graissés sous tubes métalliques et dont l'injection par un coulis de ciment était très mauvaise.*

Il est rappelé que le remplacement d'armatures de précontrainte transversales dans des ponts réalisés dans les débuts de la précontrainte a pu être faite lorsque ces armatures étaient disposées dans des rainures ou dans un renformi.

Toute tentative de détension d'un câble plus ou moins bien injecté nécessite certaines précautions comme **la mise en place de boucliers** (traverses de chemin de fer, chevrons) destinés à empêcher au câble et à son ancrage de gicler au moment de la coupure de l'armature.

12.2.2 CAS DES ARMATURES EXTÉRIEURES AU BÉTON

> *Pour éviter tout **accident** par fouettement d'un toron ou d'un câble extérieur au béton, il faut totalement interdire l'accès aux parties de l'ouvrage situées tout le long du tracé du câble et derrière les ancrages, sauf la zone de coupe, à condition qu'un câble en se détendant ne risque pas d'entraîner la rupture d'un autre câble endommagé lui aussi. **L'analyse des risques** peut donc conduire à interdire l'accès de toutes les parties concernées de l'ouvrage et à recourir à un dispositif de coupe manié à distance.*

L'énergie libérée lors de la rupture d'un câble venant d'être mis en tension et qui se produit au niveau d'un de ses **ancrages** vaut sensiblement :

$$E = \frac{1}{2} \Delta l . A_p . \sigma_p$$

Dans cette expression :

Δl est l'allongement total du câble (somme des allongement aux deux extrémités)

A_p la section du câble

σ_p la contrainte dans le câble

Si la rupture se produit au centre du câble l'énergie libérée est divisée par 2.

12.2.2.1 Généralités

> Deux cas se présentent :

- **premier cas :** les armatures sont non-adhérentes (galvanisées ou protégées par un produit souple) ;
- **deuxième cas :** les armatures sont adhérentes (protégées par un coulis de ciment).

12.2.2.2 Premier cas : les armatures non-adhérentes

La détention et le démontage de telles armatures sont facilités lorsque les sur-longueurs des torons à l'arrière des ancrages n'ont pas été coupées et qu'il est possible d'utiliser un vérin pour leur détension. Elles peuvent ensuite être démontées et remplacées.

Si l'utilisation d'un vérin n'est pas possible, il suffit de découper le conduit, s'il existe, et couper les torons les uns après les autres (disqueuse ou chalumeau) au niveau de la section située au milieu du câble, ce qui réduit au maximum l'énergie libérée par la détension de chaque toron.

Si le câble n'est pas à l'abri d'un conduit, il faut commencer par placer des **liens** environ tous les 5 mètres autour du câble et ensuite procéder à la détension des torons les uns après les autres. Les liens empêcheront tout fouettement du toron lors de sa détension.

Lorsque les câbles de la précontrainte extérieure **ne sont pas adhérents, leur détension est donc «relativement facile»,** car les torons peuvent être coupés les uns après les autres, ce qui limite l'énergie libérée.

Il y a cependant lieu **de prendre des précautions** pour limiter le risque causé par le fouettement du toron coupé. De plus, au niveau de l'ancrage, les torons coupés, s'ils restent bloqués par les clavettes, étant sous tension, il faut prendre des précautions pour procéder au déblocage et empêcher les morceaux de torons de gicler à l'arrière de l'ancrage.

Un tel démontage a eu lieu pour remplacer les câbles extérieurs corrodés de la première réparation du pont de Vaux-sur-Seine construit dans les années 50. Ces câbles étaient constitués de torons galvanisés et non injectés. Sur la photographie suivante, il y a lieu de noter les liens disposés autour des câbles pour éviter un fouettement des torons en cas de rupture.

Photo n° 137 : câbles galvanisés rompus par corrosion au pont de Vaux-sur-Seine - Les liens réduisent les risques de fouettement *(crédit photo D. Poineau)*

La détension de câbles galvanisés peut aussi concerner la déconstruction **des barrières de sécurité de type BN 3.** En effet, ces barrières comportent une longrine en béton constituée d'éléments préfabriqués qui sont traversés sur toute la longueur de la barrière par un câble de précontrainte galvanisé en tension et non injecté. Lors du démontage, il faut placer, aux deux extrémités de la barrière et au niveau des ancrages, des boucliers (traverses de chemin de fer, chevrons…) pour bloquer tout risque de projection lors de la coupure du câble, qui est à effectuer au centre à mi-distance des ancrages.

12.2.2.3 Deuxième cas : les armatures adhérentes

La nécessité du remplacement de câbles de précontrainte extérieurs au béton et adhérents provient, généralement, de la découverte d'un câble rompu par corrosion. Le coulis dans la zone de rupture n'a pas fait correctement prise et l'humidité a provoqué une corrosion fissurante sous tension.

Photo n° 138 : câble rompu par corrosion au viaduc de Val Durance *(crédit photo D. Poineau)*

La première question qui se pose est de savoir si d'autres câbles sont touchés et risquent de se rompre.

> Divers moyens peuvent être mis en œuvre pour détecter les câbles éventuellement touchés :

- recherche visuelle des conduits déformés (rupture possible de torons) ;
- détection de l'humidité dans les conduits par des mesures capacitives (appareil mis au point par le LRPC d'Autun) ;
- ouverture des capots d'ancrage pour constater la présence éventuelle d'eau fossile ;
- examen avec des endoscopes «médicaux» de très faible diamètre (environ 4 mm) de l'état des torons en avant de la tête d'ancrage, si cette zone n'a pas été injectée correctement ;
- ouvertures de fenêtre dans les conduits ;
- mise en œuvre d'un dispositif de surveillance acoustique pour repérer des ruptures de fils ou de torons ;
- mise en place d'amortisseurs spécifiques pour absorber une partie de l'énergie libérée en cas de rupture accidentelle…

NOTE : *des recherches sont en cours pour savoir si des caméras infrarouges, au rendement élevé, pourraient être utilisables pour détecter la présence d'humidité.*

Photo n° 139 : premiers essais d'un dispositif d'absorption d'énergie au LCPC de Nantes *(crédit photo D. Poineau)*

> Deux méthodes sont actuellement opérationnelles pour détendre et démonter ces câbles de précontrainte :

■ Première méthode :

Elle peut être mise en œuvre si les dégâts que peuvent provoquer, à l'ouvrage, aux réseaux existants..., la libération d'énergie par le sectionnement des armatures sont jugés négligeables. Dans ce cas, les câbles sont sectionnés au niveau de leur section médiane pour réduire l'intensité de l'énergie libérée. Cette section se fait par un dispositif de coupe manié à distance, par exemple au travers d'une ouverture pratiquée dans le hourdis supérieur ou inférieur.

Ensuite, il faut venir tronçonner avec prudence (**ATTENTION**, le morceau conduit et le coulis sont comprimés par le réancrage des torons) les câbles enchevêtrés les uns dans les autres jusqu'à obtenir des tronçons pouvant être transportés manuellement hors de l'ouvrage.

Photo n° 140 : extraction d'un tronçon de câble au viaduc de Val Durance *(crédit photo D. Poineau)*

■ **Deuxième méthode :**

La première méthode risque de provoquer de gros dégâts (endommagement de réseaux, arrachement de déviateurs…). Dans ce cas, il est possible de venir mettre le long de chaque câble des **amortisseurs d'énergie** avant de procéder à la coupe des câbles, comme ci-dessus. Cette méthode peut être complétée par **la découpe longitudinale de la gaine** (par exemple, avec un fer à souder) pour supprimer le frettage qu'elle exerce sur le coulis et réduire ainsi considérablement le réancrage des torons (la découpe longitudinale impose d'avoir repéré les zones où la corrosion a endommagé les armatures pour ne pas découper la gaine au droit de ces zones).

> Les coupes de câbles effectuées ces dernières années permettent de classer les câbles en deux catégories :

- les câbles de plus d'une quarantaine de mètres de longueur : la colonne formée par le câble et son conduit flambe, ce qui provoque des enchevêtrements de torons spectaculaires. Les fouettements sont nettement diminués si l'ancrage n'est pas bloqué dans sa trompette et peut gicler vers l'arrière (ces deux phénomènes sont visibles sur les deux photographies suivantes) ;
- les câbles de moins de 40 mètres environ se détendent, normalement, quasiment sans fouettement.

Photo n° 141 : enchevêtrement des câbles sectionnés au viaduc de Val Durance *(crédit photo D. Poineau)*

Photo n° 142 : ancrages ayant giclés hors de leur trompette d'ancrage *(crédit photo D. Poineau)*

- deux chantiers de remplacement de câbles ont eu lieu à la fin des années 90 et au début des années 2 000 : le premier au viaduc de Val Durance sur l'autoroute A 51 près de Cadarache et le second au pont de la rivière d'Abord dans l'île de la Réunion. Dans ces deux cas, l'entreprise a utilisé la première méthode de détension. Cette méthode «brutale» a entraîné quelques désordres sur des déviateurs du viaduc de Val Durance.

La précontrainte du viaduc de Val Durance étant totalement extérieure au béton, **une précontrainte provisoire** a été mise en place pendant toute l'opération de remplacement de tous les câbles de cet ouvrage.

Photo n° 143 : désordres sur un déviateur causés par les organes de déviation de type b3 *(crédit photo D. Poineau)*

Photo n° 144 : renforcement provisoire du viaduc de Val Durance par une précontrainte extérieure *(crédit photo D. Poineau)*

- des essais ont eu lieu au début des années 2 000 au **LCPC de Nantes** pour mettre au point **des amortisseurs** capables d'absorber la plus grande partie de l'énergie libérée et limiter les désordres que peut causer un câble lors de sa rupture. Cette nouvelle technique a été utilisée lors du démontage de la précontrainte extérieure d'un troisième pont, le viaduc de Saint-Cloud, où les risques de d'endommagement de la structure avaient été jugés très sérieux (possibilité d'arrachement de certains des déviateurs fixés par précontrainte sur les âmes du tablier et d'endommagement des réseaux).

- depuis, d'autres remplacements de câbles extérieurs ont été effectués avec succès comme au pont de Pont-à-Mousson…

Les opérations de démontage des câbles extérieurs du viaduc de Saint-Cloud ont fait l'objet d'un article très complet dans **les bulletins Ouvrages d'Art du Sétra n° 57 et 58 de mars et juin 2008.** À noter dans ces articles la partie consacrée à la modélisation de la rupture d'un câble.

12.3.1 GÉNÉRALITÉS

Rappel important : *si la précontrainte est intérieure au béton et si les conduits sont correctement injectés par un coulis de ciment, lors de la section d'un câble, celui-ci se réancre et l'effort* ***de précontrainte existant est conservé.***

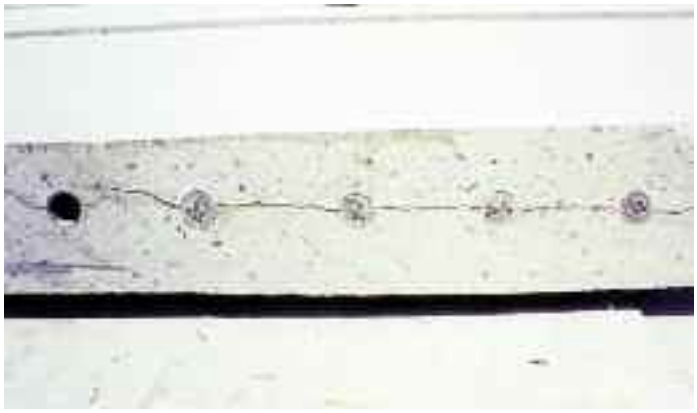

Photo n° 145 : lors du démontage du pont de Nemours, le réancrage des câbles a provoqué le fendage du hourdis *(crédit photo Sétra)*

La déconstruction doit faire l'objet d'un projet avec un recalcul tenant compte de la conservation de la précontrainte par réancrage, ce qui peut conduire à réaliser des renforcements partiels si les contraintes de compressions ou de traction deviennent excessives.

Le processus de déconstruction doit se dérouler par phases et en sens inverse de celui de la construction initiale.

Cette déconstruction peut être partielle, comme celle réalisée au pont de Blagnac traités dans le présent guide au paragraphe 5.5.2.5.ci-dessus, ou totale comme aux ponts de Chazey et de Beaucaire traités en exemple ci-après et aussi de certains tabliers à poutres de type VIPP.

La déconstruction peut aussi se faire à l'explosif. Ce procédé est souvent utilisé pour la destruction de ponts courants (ponts-dalles, ponts à nervures…) situés au-dessus de voies très circulées lorsqu'il n'y a pas de risques de provoquer des dégâts collatéraux aux constructions à proximité. En effet, une fois le pont détruit, l'enlèvement des gravats ne demande que quelques heures. Un tel chantier peut se dérouler pendant une coupure de circulation de 8 à 10 heures. Cette technique n'est pas traitée dans le présent guide.

Rappel : *au cours d'une déconstruction, les câbles de précontrainte doivent être sectionnés. Il faut donc prendre les précautions visées ci-dessus pour empêcher que le câble et ses ancrages ne giclent lors de la coupure de l'armature, quel que soit le mode de destruction utilisé.*

12.3.2 CAS DU PONT DE CHAZEY

Se reporter à l'article paru dans la revue CCPBTP n°1 parue en 1977.

> Description de l'ouvrage :

Sur la RN 84, le pont de Chazey sur l'Ain était le premier pont français en béton précontraint construit par encorbellements successifs et mis en service en 1957. Les deux poutres-caissons de ce pont à trois travées (41,20 m-57,60 m-41,20 m) étaient encastrées sur les piles, simplement appuyées sur les culées et articulées à la clé de la travée centrale.

L'ouvrage a commencé à présenter une flèche excessive quelques années après sa construction et, en 1972, sont apparues trois fissures dans la travée rive droite (mauvaise maîtrise des déformations différées gênées, poids des superstructures sous-estimé et corrosion des câbles). L'ouvrage fut fermé au trafic et remplacé par un pont provisoire de bateaux. En 1974 un concours fut lancé en vue de **démolir et reconstruire le tablier avec réutilisation des appuis existants.**

> Méthode de déconstruction :

L'entreprise adjudicatrice proposa de construire un nouveau tablier à nervures hautes au-dessus de l'ancien en utilisant le principe des encorbellements successifs.

Chacun des deux voussoirs construits symétriquement de part et d'autre d'une pile était coulé dans un coffrage servant d'équipage mobile porté par l'ancien tablier. Celui-ci était allégé de toutes ses superstructures et reposait sur des palées provisoires près des culées et sur deux pieux près de la clé. L'équilibre du fléau en cours de construction était assuré par des palées provisoires reposant sur la pile de part et d'autre de celle-ci.

La déconstruction de l'ancien tablier s'est déroulée en sens inverse de sa construction. Chaque voussoir à détruire était suspendu au tablier neuf (tablier en béton précontraint à trois travées continues reposant simplement sur les piles et les culées). Puis, les âmes et les goussets supérieurs du voussoir étaient découpés près du joint de voussoir au marteau-piqueur de façon à faire apparaître les câbles de précontrainte. Ces câbles étaient ensuite coupés au chalumeau en suivant l'ordre fixé par le **bureau d'études.**

Afin d'éviter tout déplacement horizontal, le voussoir était bloqué par des cales vis-à-vis de l'écrasement et par des câbles vis-à-vis d'un mouvement en sens inverse (extension). Ensuite, la tension des suspentes retenant le voussoir au tablier neuf était ajustée de façon à équilibrer strictement le poids du voussoir en cours de démolition afin d'annuler tout effort tranchant dans la section de coupe. La démolition du reste du joint pouvait à ce moment s'effectuer sans problème. Une poutre métallique posée sur le nouveau tablier prenait en charge le voussoir pour le ramener sur la berge en vue d'une destruction au BRH. Le rendement de cette déconstruction a été de 4 voussoirs tous les 2 jours.

UNE EDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Les efforts dans les piles et leur fondation ne devant pas dépasser un certain niveau, des clinomètres avaient été mis en place pour détecter tout mouvement. Une alarme à déclenchement automatique était reliée au système de mesures.

Une fois l'ancien tablier entièrement démonté, le nouveau tablier, qui se trouvait posé sur des appuis provisoires eux-mêmes disposés sur des camarteaux, a été descendu par vérinage de plusieurs mètres pour enfin reposer sur ses appuis définitifs

> Incident de chantier :

En cours d'opération, le carottage des semelles de fondation des piles a montré que le béton de celles-ci avait été délavé lors de la construction par une crue, qu'il était feuilleté par des passages sableux et que le ferraillage des ces semelles n'était pas correctement positionné. Après un **long arrêt de chantier**, les semelles ont été reprises en sous-œuvre par des pieux forés liés à la semelle existante par une ceinture **précontrainte**.

12.3.3 CAS DU PONT DE BEAUCAIRE

Se reporter à l'article paru dans la revue Chantier de France n°273 parue en 1996.

> Description de l'ouvrage :

Le pont de Beaucaire sur le Rhône était un pont en béton précontraint de la première génération à articulation à la clé. Il fut conçu et construit en encorbellements successifs avec coulage en place des voussoirs sur équipages mobiles vers la fin des années 50. Cet ouvrage comportait 5 travées de 81,20 m de portée et avait une largeur de 13,50 m. Transversalement, le tablier comportait 2 poutres-caissons réunies par une dalle de couverture nervurée. Ce tablier était précontraint longitudinalement et transversalement.

Comme le pont de Chazey, cet ouvrage a présenté des flèches excessives à la clé dès la fin de sa construction. Ces flèches ont continué d'évoluer tout au long de sa vie. Après de longues années d'expertise et de recherche de solutions de réparation, finalement, il a été décidé de construire un nouveau pont à proximité et de déconstruire le vieux pont ensuite. Les travaux ont eu lieu en 1994.

> Méthode de déconstruction :

Le groupement d'entreprises adjudicataire a été retenu à la suite d'un appel d'offres. Pour déconstruire l'ouvrage, comme il était interdit de faire tomber des morceaux de tablier dans le Rhône, le groupement a proposé de démolir l'ouvrage en inversant la méthode classique de

construction par encorbellements successifs. Pour ce faire, des **équipages mobiles** ont été mis au point qui permettait de supporter le poids des différents voussoirs au cours de la démolition. Ensuite, le voussoir entier était déposé sur une barge pour enfin être enfin détruit au moyen d'un BRH et d'une pince à béton.

Photo n° 146 : équipage mobile de déconstruction *(crédit photo D. Poineau)*

Dans une première phase, une découpe était effectuée au droit de la reprise de bétonnage entre le voussoir «n» et le voussoir «n-1». Dans une seconde phase, des éclateurs à coins et des éclateurs hydrauliques ouvraient le joint ainsi découpé. Dans la troisième phase, les armatures de béton armé et de précontrainte étaient coupées au chalumeau. Dans la quatrième phase, le voussoir était descendu grâce à des vérins avaleurs de câble sur une barge qui le transportait sur le lieu de démolition. Puis le cycle recommençait.

Photo n° 147 : découpe des câbles de fléau *(crédit photo D. Poineau)*

Pour des raisons d'équilibre de fléau, la déconstruction s'effectuait symétriquement de part et d'autre de la pile (2 voussoirs symétriques étaient concernés à chaque cycle de démolition).

Photo n° 148 : destruction d'un voussoir à la pince à béton *(crédit photo D. Poineau)*

12.3.4 CAS DE TABLIERS À POUTRES PRÉFABRIQUÉES POST-CONTRAINTES

De tels tabliers doivent être déconstruits, le plus souvent, à la suite de la découverte de dommages irréparables dus à la corrosion des armatures. Depuis une trentaine d'années de nombreux VIPP ont ainsi été détruits.

La déconstruction se fait, soit en place, le tablier reposant sur ses appuis, soit après avoir déplacé le tablier transversalement sur des palées provisoires pour pouvoir réutiliser les appuis existants....

> Cette déconstruction se déroule en suivant les phases inverses de la construction, à savoir :

- démontage du hourdis coulé en place (par exemple, par découpe à la scie à béton) pour constituer des morceaux pouvant être enlevés par une grue ;
- découpe des parties d'entretoises coulées en place pour désolidariser les différentes poutres (si les poutres sont entretoisées). Prévoir, si nécessaire, un contreventement provisoire pour éviter un basculement accidentel des poutres libérées ;

- démontage des poutres, qui peut se faire par :
  - enlèvement de poutres à la grue ou tout autre système de manutention, suivie de leur destruction (par exemple, à la pince à béton une fois celles-ci stockées à terre sur des calages provisoires),
  - simple basculement des poutres à l'aide d'une pelle équipée en rétro, ce qui provoque automatiquement leur rupture lors de leur chute par la poussée au vide des câbles qui n'est plus compensée par le poids propre de la poutre (la fibre supérieure de la poutre à mi-portée explose par excès de compression). Il reste ensuite à la détruire au sol avec une pince à béton…

Il est très important que l'expertise réalisée avant la déconstruction permettre de savoir quelles sont les poutres les plus atteintes (en général, les poutres de rive placées sous ou à proximité des fils d'eau) pour ne pas risquer, lors de la désolidarisation des poutres, d'avoir, à cause de la réduction de la force de précontrainte par la corrosion, soit une déformation instantanée d'une de poutres sous son poids propre pouvant entraîner son basculement, soit sa rupture brutale.

> À titre d'information voici une liste de ponts de ce type qui ont été déconstruits :

- le pont sur l'Azergues de l'Autoroute A 6 (le premier) ;
- le pont Vauban près de Strasbourg ;
- le pont de Flavigny en Meurthe-et-Moselle ;
- le pont de Seurre sur la Saône ;
- le pont du Vallon des Charretiers sur la D 57 près du lac de Saint-Cassien dans le Var ;
- le pont de Foix dans l'Ariège ;
- le pont sur la Drôme de l'Autoroute A 7 ;
- le viaduc de Merlebach ;
- le pont de Clairval sur le Doubs…

13

Réinjection des conduits de précontrainte

13.1 Généralités
13.2 Technique classique de réinjection
13.3 Technique de réinjection sous vide

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

13.1 Généralités

Cette partie est extraite d'un des chapitres du **rapport conjoint franco-britannique** sur l'état de l'art, intitulé : Post-tensioned concrete bridge – Ponts en béton précontraint par post-tension publié aux éditions Thomas Telford en 1999.

Ces techniques de réinjection ont pour but, en comblant les vides des conduits de précontrainte, de stabiliser la corrosion des armatures de précontrainte contenues dans ces conduits. Il faut, bien entendu, empêcher après cette réinjection toute venue d'humidité au contact des armatures. Il faut donc, en plus de la réinjection, procéder à la réfection des cachetages des ancrages, au renouvellement de la chape d'étanchéité, à l'application d'un enduit d'étanchéité sur les parements…

> La réinjection des conduits de précontrainte étant une opération complexe, délicate et onéreuse, elle ne doit donc être décidée qu'après des investigations approfondies et lorsque cette opération est réellement nécessaires et possible, à savoir :

- vides importants ;
- armatures non enrobées, partiellement ou totalement ;
- armatures non susceptibles vis-à-vis de la corrosion sous tension (dans le cas contraire, on préfère remplacer la précontrainte, voire le tablier) ;
- accès possible aux zones à réinjecter.

Cette technique consiste, après repérage des vides par gammagraphie et contrôle de ceux-ci à l'endoscope, à forer des trous de 20 à 25 mm de diamètre jusqu'à la gaine et à y sceller des tubes évents. Ensuite, après vérification à l'air comprimé de la communication entre les évents, à réinjecter en partant de l'évent d'extrémité pour aller vers les suivants.

Cette technique est utilisable en cas de bulle longue ou d'une série continue de bulles. Elle nécessite deux accès. En outre, pour évaluer le volume des vides à injecter il faut recourir à de coûteuses gammagraphies. Enfin, le nombre des évents à mettre en place est très important.

> Méthodologie de mesure du volume à injecter :

Un contrôle endoscopique est possible après repérage des vides et des conduits comme dans la méthode précédente. Un seul trou débouchant dans le vide à remplir est percé. Un évent y est scellé. Ensuite, il faut mesurer approximativement (attention, il peut y avoir des fuites) le volume du vide par la loi de Mariotte.

Pour cela, la cavité de volume V_1 inconnu est reliée à un récipient de capacité V_0 rempli d'air comprimé à la pression P_0 ; si P_1 est la pression d'équilibre lorsque les volumes V_0 et V_1 sont mis en communication, le volume V_1 de la cavité à remplir vaut donc :

$$V_1 = V_0\left(\frac{P_0 - P_1}{P_1}\right)$$

Cette mesure exige que la température reste constante pendant l'opération et que les volumes V_0 et V_1 soient du même ordre de grandeur (il est donc nécessaire de faire plusieurs mesures en faisant varier V_0).

La figure ci-après montre les appareillages nécessaires pour une telle opération.

> Principes de la réinjection :

Pour réinjecter, un vide (de l'ordre de 0,01 MPa [N/mm²]) est créé par une pompe à vide dans la cavité V_1. Ensuite le coulis est injecté avec une pression au moins égale à la pression atmosphérique. L'opération s'achève en montant la pression entre 0,3 à 0,5 MPa (N/mm²), ce qui permet de comprimer le coulis et de réduire les vides résiduels.

Cette technique réduit le nombre des évents à poser. Elle est utilisable lorsqu'un seul accès est possible. Elle permet de contrôler la qualité de la réinjection en comparant le volume de coulis injecté au volume V_1 des vides mesuré en premier.

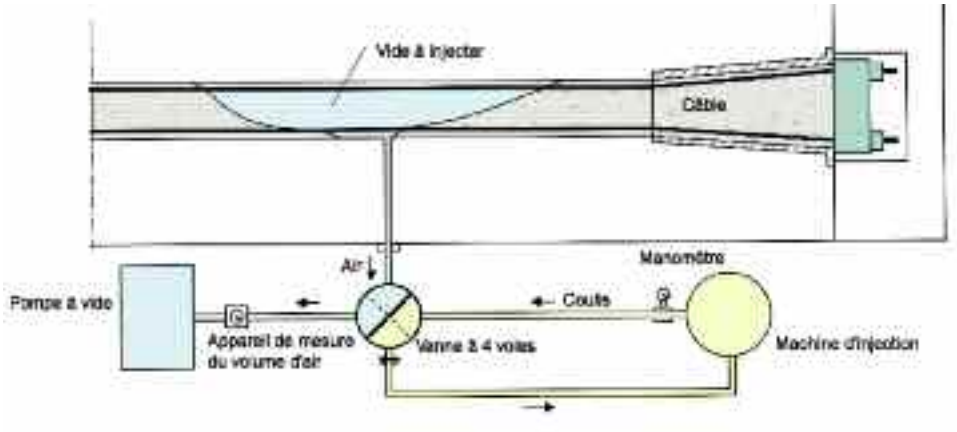

Figure n° 119 : schéma d'une réinjection sous vide

14 Essais et contrôles

14.1 Généralités
14.2 Épreuve d'étude
14.3 Contrôles de réception des produits et matériaux
14.4 Épreuve de convenance
14.5 Contrôles d'éxécution

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

14.1 Généralités

Figure n° 120 : réception par le contrôleur des produits de réparation

(Extrait du paragraphe 5.1 du **guide FABEM 1** sur les généralités relatives aux essais et contrôles, mais avec quelques aménagements)

La consistance des essais, de l'épreuve d'étude, de l'épreuve de convenance et des contrôles de réception et d'exécution est fixée par le marché qui complète en tant que de besoin les dispositions du présent guide. Elle est reprise dans les procédures et les cadres des documents de suivi du Plan d'Assurance de la Qualité (PAQ).

Parmi les contrôles, la plupart relèvent **du contrôle interne**, voire **du contrôle externe** à l'entreprise et les autres **du contrôle extérieur.**

Normalement, **le marché comporte un cadre de PAQ imposant une liste minimale de procédures et de cadres de documents de suivi à fournir ainsi que le nombre minimal des essais et contrôles à effectuer. L'entrepreneur** complète ce cadre dans son offre, en tant que de besoin, pour constituer une partie de son **PAQ**.

Les opérations **du contrôle extérieur** relèvent des exigences **du maître d'ouvrage** en matière d'assurance de la qualité. Elles ne sont donc pas développées dans le présent guide. **Le marché doit cependant** traiter de celles qui peuvent interférer avec la marche du chantier (opération nécessitant un arrêt partiel ou total du chantier).

Le contrôle de l'efficacité de certaines des opérations (injections des fissures et de la mise en tension de la précontrainte additionnelle) relève normalement du **contrôle extérieur** et nécessite la mise en place de moyens de mesure sophistiqués. **L'entrepreneur** doit mettre en place des protections autour de ces appareillages et peut être tenu responsable s'ils sont endommagés comme la prévoit le **marché**.

Les opérations de contrôle externe à l'entreprise peuvent être demandées par **le marché** ou être proposées par **l'entrepreneur** dans le cadre de sa démarche qualité. Elles ne sont pas développées dans le présent guide.

> Les essais et contrôles à effectuer par l'entrepreneur lors d'une opération de réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelles peuvent être rattachés aux cinq catégories suivantes :

- l'épreuve d'étude ;
- les contrôles de réception des produits et matériaux ;
- l'épreuve de convenance ;
- les contrôles d'exécution ;
- la réception des travaux[24].

***Rappel : le marché** ne peut pas se contenter de viser les normes, il doit fixer l'importance des contrôles et désigner le ou les responsables de ces contrôles.*

[24] *Le paragraphe relatif à la réception est commun aux deux techniques, celle des armatures passives internes au béton et celle des armatures passives collées à la surface du béton.*

(Extrait du paragraphe 3.3.6 du **guide FABEM 1** sur les généralités relatives aux essais et contrôles)

Les produits prêts à l'emploi et conformes aux normes en vigueur, admis à une **marque de certification telle que la Marque NF-Produits Spéciaux** destinés à la construction en béton hydraulique ou une marque équivalente, dans le mesure où le champ d'application de celles-ci couvre les besoins du chantier ou encore faisant l'objet **d'un Avis Technique, ne font normalement pas l'objet d'une épreuve d'étude.**

> Cette épreuve est cependant requise si :

- les conditions de contrôle ne sont pas adaptées ;
- les conditions de mise en œuvre du produit, en particulier la géométrie et l'orientation du support, les sollicitations imposées, les conditions climatiques et hygrométriques, ne correspondent pas à celles fixées dans les normes produits (applications particulières ou non prévues) ;
- ces produits, une fois mis en œuvre, seront soumis à des sollicitations mécaniques spécifiques ou en contact avec un milieu agressif particulier…

Les produits non normalisés ou fabriqués sur le chantier doivent faire l'objet **d'une épreuve d'étude en laboratoire** pour s'assurer qu'ils satisfont bien **aux exigences du marché** dans les conditions de mise en œuvre prévues (température et hygrométrie en particulier).

Les résultats d'une épreuve d'étude récente (quelques mois) effectuée **sur un chantier identique** peuvent servir de référence si **le marché** l'autorise.

Dans le cas où **une épreuve d'étude** doit avoir lieu, elle est fixée par **le marché.** Sa consistance s'inspire des essais visés par les normes en vigueur et des conditions de mise en œuvre des produits.

L'acceptation de **l'épreuve d'étude** par **le maître d'œuvre** fait l'objet d'un **POINT D'ARRÊT.**

Lors d'une réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle, une épreuve d'étude peut concerner le **produit d'injection** des fissures dans le cas où les injections devraient se dérouler sous des températures extrêmes positives ou négatives, sous l'eau…

14.3.1 GÉNÉRALITÉS

- Les contrôles de réception ont pour but de vérifier que les produits et matériaux livrés sont conformes et qu'ils sont transportés et stockés conformément aux exigences du **marché**. Ils consistent notamment à vérifier les bordereaux de livraison, le marquage des produits, les dates de péremption et le bon état des emballages.
- Dans le cas où les produits font l'objet d'une certification reconnue par le **marché**, aucun essai n'est nécessaire. Dans le cas contraire le **marché** définit la procédure à suivre et les essais à effectuer (sans oublier les prélèvements conservatoires).

NOTE : *ce paragraphe ne traite pas de la réception des mortiers et bétons fabriqués en centrale. Ces opérations de contrôle sont traitées dans la suite du présent texte dans la partie du guide qui traite du contrôle de la fabrication des produits.*

14.3.2 RÉCEPTION DES PRODUITS PRÊTS À L'EMPLOI NORMALISÉS

ATTENTION, *ce paragraphe diffère légèrement du paragraphe 5.2.2 du* ***guide FABEM 1*** *à cause de la suppression de certains textes à caractère normatif.*

14.3.2.1 Généralités

La norme homologuée **NF P 18-800** (réception à l'usine ou sur le chantier) et le fascicule de documentation **FD P 18-802** (contrôles sur chantier) **ont été supprimées.** De plus, le règlement de **la Marque NF-Produits spéciaux ([NF 030])** ne traite pas des conditions de la réception des produits.

La norme **NF EN 1504-8** ne traite que du contrôle en usine **(CPU)** et, pour la norme **NF EN 1504-10** relative aux contrôles sur le chantier, l'identification est réduite à la production **d'un document attestant de la certification des produits.**

Sauf disposition contraire du marché, les produits bénéficiant du droit d'usage **de la Marque NF** (ou d'une marque équivalente) sont réputés conformes aux normes qui les concernent. Il n'est donc pas nécessaire de procéder à **des essais d'identification rapides et à des essais d'efficacité**[25]**.** Les autres contrôles de la liste ci-après restent applicables, y compris les prélèvements conservatoires.

Le même principe est applicable aux produits et systèmes bénéficiant **du marquage CE** et **d'un système d'attestation de conformité d'au moins du niveau 2+.**

[25] *Dans le cas où* ***les conditions climatiques*** *de mise en œuvre des produits sur le chantier diffèrent nettement de celles de la norme, il est nécessaire de faire des essais spécifiques lors de* ***l'épreuve d'étude.***

Le marché doit préciser que **les contrôles de réception** sont étendus **aux conditions de transport et à celles de stockage,** qui ne sont pas généralement visées par les normes.

> Les contrôles portent sur :

- les conditions de transport (conditions de protection des produits contre la chaleur et/ou le froid) ;
- l'état des emballages (tout récipient présentant des fuites, ouvert, sans étiquette doit être refusé et immédiatement évacué du chantier) ;
- le poids des produits prédosés ;
- la comparaison entre le bon de commande et le bordereau de livraison. La concordance porte également sur les étiquettes, emballages, containers, etc., le tout en conformité avec les documents techniques et contractuels ;
- la remise d'un document attestant que le produit bénéficie bien du droit d'usage d'une marque pour les produits certifiés et, en particulier, pour le marquage CE ;
- la conformité du marquage et, en particulier, les dates de péremption des produits et les classes ou catégories des produits (niveaux de performance) ;
- l'exécution de prélèvements conservatoires ;
- les conditions de stockage (le local doit être équipé d'un thermomètre à maxima et minima) ;
- la température du local, dont la mesure est à renouveler pendant la durée du chantier en fonction de l'évolution des conditions météorologiques (en général la température du local doit rester comprise entre 10 et 25°C)…

***ATTENTION** au respect du point éclair pour certains produits.*

***NOTE :** après préparation et mélange, ces produits frais ou durcis doivent être soumis, si nécessaire, à des essais spécifiques développés ci-après pendant l'épreuve de convenance ou lors de leur mise en œuvre.*

14.3.2.2 Essais d'identification rapide et essais d'efficacité

Si le marché le prévoit, **des essais d'identification rapide** sont à effectuer par **un laboratoire** accepté par **le maître d'œuvre. Il est préférable de procéder à ces essais d'identification,** ce qui évite d'avoir à effectuer immédiatement **les essais de vérification des caractères normalisés** à cause de la durée de ces deniers.

Si **les essais d'identification rapide** ne sont pas satisfaisants, il est procédé à **une analyse chimique complète et à des essais spécifiques d'efficacité qui portent sur certains des caractères normalisés.** Dans un tel cas, les produits ne pourront être utilisés qu'à partir du moment où les résultats des essais seront connus et favorables. **Un POINT D'ARRÊT** est lié aux essais d'identification rapide.

Si les essais d'identification rapide ne sont pas effectués, il est procédé **aux contrôles spécifiques d'efficacité** correspondants au produit. Les produits ne pourront être utilisés qu'à partir du moment où les résultats des essais seront connus et favorables. **Un POINT D'ARRÊT** est lié **aux contrôles spécifiques.**

ATTENTION, *les essais d'identification rapide se déroulent au laboratoire sur des prélèvements effectués sur le chantier.*

Si les essais montrent que les produits ne sont pas conformes, **une contre-épreuve** contradictoire est organisée. Si les résultats des essais sont toujours défavorables, les produits sont évacués du chantier (se reporter au CCAG qui donne la démarche à suivre).

Rappel important : *lorsque les conditions environnementales (humidité, température…) risquent de différer des conditions des essais normalisés, il y a lieu de réaliser des essais de performances lors de* ***l'épreuve d'étude, voire lors de l'épreuve de convenance,*** *en liaison avec le fabricant.*

Lors d'une réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle les essais susvisés peuvent concerner les produits d'injection des fissures, ceux de calage et scellement, les produits de protection de la précontrainte…

14.3.3 RÉCEPTION DES PRODUITS, MATÉRIAUX ET COMPOSANTS LIVRÉS SUR LE CHANTIER

Divers produits, systèmes de produits, matériaux traditionnels et composants divers sont livrés sur un chantier de réparation et/ou renforcement. Il s'agit des ciments, des granulats, des adjuvants, des armatures de béton armé, des bétons… Tous ces produits et matériaux relèvent **de normes** et/ou de documents d'exécution, comme la norme **NF EN 206-1**, le **fascicule 65 du CCTG.**

Le marché peut donc s'appuyer sur ces documents et aussi sur le CCTP-type du Sétra, en les complétant suivant les spécificités des travaux à exécuter.

14.4.1 GÉNÉRALITÉS

Une **épreuve de convenance** a pour but de vérifier la conformité de la mise en œuvre des matériaux et produits de réparation par **l'entrepreneur** dans les conditions de réalisation des travaux. Les essais prévus **au marché** sont réalisés sur le site dans les conditions du chantier.

L'épreuve de convenance (qui peut comporter plusieurs parties) développée ci-après a été élaborée à partir de l'ossature de différents documents et s'applique à **la réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle** du présent guide.

Le marché détaille la consistance **de l'épreuve de convenance** et fixe ce qui relève des différents contrôles (interne et extérieur voire externe).

Les stipulations **du marché** sont reprises et complétées, si nécessaire, dans **le Plan d'Assurance de la Qualité (PAQ), les procédures et les documents de suivi.**

Toute épreuve de convenance se déroule en présence **du maître d'œuvre** et/ou de son représentant qui assurent la part des opérations liées **au contrôle extérieur. L'entrepreneur** effectue **son contrôle interne** défini par **le PAQ** et les stipulations **du marché.**

La réalisation des travaux ne peut commencer tant que **les épreuves de convenance** ne sont pas jugées satisfaisantes. Elles font partie du **POINT D'ARRÊT** dont la levée conditionne l'exécution des travaux.

L'ensemble des constatations effectuées lors des **épreuves de convenance** doit faire l'objet **d'une synthèse,** qui doit permettre de conclure sur la validité ou non des épreuves et sur les modifications éventuelles à apporter **au Plan d'Assurance de la Qualité** (procédures et **documents de suivi**). Il appartient à **l'entrepreneur** de rédiger cette synthèse et de la remettre **au maître d'œuvre** qui, après examen, lève ou non **le POINT D'ARRÊT** relatif à l'exécution des travaux.

> Pour la réparation et/ou le renforcement par précontrainte additionnelle, les épreuves de convenance sont de trois sortes :

- celles qui concernent des travaux identiques à ceux effectués sur un ouvrage en cours de construction (ces épreuves figurent dans les textes de référence comme les **CCTG** et dans les **CCTP-types…**). Ces épreuves, comme celle de scellement d'armatures passives, celle de mise en œuvre de la protection définitive des armatures de précontrainte…, ne sont donc pas détaillées dans le présent guide. Leur consistance est fixée par le marché ;

- celles qui concernent des opérations de réparation et/ou de renforcement traitées en détail dans les autres **guides du STRRES** comme le scellement d'armatures passives qui figure dans le **guide FABEM 7**. La consistance des épreuves de convenance est fixée par le marché ;

- celles qui concernent les opérations spécifiques suivantes, gages de l'efficacité de la réparation et/ou du renforcement :
    - le forage des trous de passage des armatures de précontrainte,
    - l'injection des fissures,
    - la mise en tension des armatures de précontrainte :
        - courtes ou de faible longueur,
        - longues.

> ***Les essais*** *qui sont effectués au cours* ***d'une épreuve de convenance*** *étant souvent identiques à ceux effectués lors* ***des contrôles,*** *le présent guide fait donc les renvois nécessaires sans forcément développer dans le détail l'épreuve de convenance de chacune des opérations susvisées.*

Les opérations de convenance sont nettement séparées dans le présent document, mais, sur le chantier, si cela est nécessaire, elles peuvent être enchaînées. Les résultats de ces épreuves doivent être positifs. Ils permettent **au maître d'œuvre** de prendre la décision **de lever le POINT D'ARRÊT qui permet la réalisation des travaux.**

14.4.2 ÉPREUVE DE CONVENANCE RELATIVE AU FORAGE DES TROUS DE PASSAGE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

La consistance de **cette épreuve de convenance** est normalement fixée **par le marché,** qui complète, si nécessaire, les dispositions du présent guide. Elle est, en final, mise au point **dans la procédure de réparation. Elle fixe, en particulier, les types et le nombre des essais à effectuer.**

Lors d'une opération de forage, les armatures passives ou actives peuvent être endommagées, le tracé prévu non respecté, des éclatements de béton peuvent se produire à la sortie de l'outil de forage. Les forages les plus risqués sont ceux effectués sur toute la hauteur des âmes, en particulier si celles-ci sont inclinées, contiennent des câbles de précontrainte…

Dans les cas les plus délicats, l'épreuve de convenance peut être effectuée sur une maquette à l'échelle 1. Si les risques sont moindres, **les premiers forages** (2 à 3) peuvent servir de support **à l'épreuve de convenance** qui porte sur les points suivants :

- moyens d'accès ;
- qualification du personnel ;
- adaptation et état du matériel de forage ;

- conditions d'implantation et de fixation du berceau de guidage de la machine de forage ;
- réalisation du forage (paramètres [pression, vitesse], durée, récupération des eaux de forage, couleurs des eaux [une eau noirâtre indique que le carottier à touché une armature], nettoyage final, autres incidents…) ;
- qualité des trous exécutés (absence d'éclatement, axe du forage conforme aux tolérances, absence d'endommagement des armatures existantes…).

14.4.3 ÉPREUVE DE CONVENANCE RELATIVE À L'INJECTION DES FISSURES

La consistance de **cette épreuve de convenance** est normalement fixée **par le marché,** qui complète, si nécessaire, les dispositions du présent guide et du **guide FABEM 3.** Elle est, en final, mise au point **dans la procédure de réparation. Elle fixe, en particulier, les types et le nombre des essais à effectuer.**

> Pour les raisons pratiques visées ci-après, l'épreuve de convenance peut être séparée en deux phases :

- la première phase porte sur la réalisation des cachetages sur les fissures les plus actives (les fissures de flexion) mais sans procéder à leur injection, car elles risqueraient de se rouvrir avant que l'ensemble des fissures soit injecté et que la précontrainte additionnelle soit mise en tension ;
- la deuxième phase porte sur la réalisation du cachetage et de l'injection de quelques fissures injectables mais peu actives sous les effets thermiques et le trafic routier (fissures autres que les fissures de flexion). En effet, pendant l'épreuve, la stabilisation des gradients thermiques est possible mais, sauf exception, le chargement est irréaliste (coût).

> Les deux phases de l'épreuve de convenance se déroulent en suivant les prescriptions de la procédure d'injection et portent sur les points suivants :

- **cas de la première phase :**
  - moyens d'accès,
  - qualification du personnel,
  - adaptation et état du matériel de préparation des fissures,
  - présence et fonctionnement des dispositifs de mesure (en liaison avec le **laboratoire** chargé du **contrôle extérieur**),
  - efficacité de la stabilisation des gradients thermiques si nécessaire,

- mode de préparation des fissures (débridage, nettoyage, préparation des produits pour le calfeutrement, réalisation du calfeutrement, mesures de la température ambiante et de celle du béton, mise en place des injecteurs et scellement de ceux-ci par le produit de calfeutrement, durée de l'opération et quantités mises en œuvre [linéaire préparé], temps de durcissement du produit de calfeutrement),
- remise en circulation si nécessaire,
- absence de fissuration du calfeutrement sous les effets thermiques et le passage du trafic…,
- facilité d'enlèvement du calfeutrement si le **marché** le prévoit… ;

■ **cas de la deuxième phase :**

- moyens d'accès,
- qualification du personnel,
- adaptation et état du matériel de préparation des fissures,
- efficacité de la stabilisation des gradients thermiques si nécessaire,
- mode de préparation des fissures,
- mode d'injection (mesure de la température ambiante et de celle du béton, préparation du produit d'injection [respect de la fiche technique], pression d'injection, durée de l'injection, quantités mises en œuvre [linéaire injecté], respect de la **DPU**, durée de la polymérisation du produit d'injection),
- efficacité du remplissage qui est à mesurer visuellement et sur des carottages de faible diamètre…

14.4.4 ÉPREUVE DE CONVENANCE RELATIVE À LA MISE EN TENSION DE LA PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE OU DE CLOUAGE

14.4.4.1 Cas des armatures de précontrainte courtes ou de faible longueur

La consistance de **cette épreuve de convenance** est normalement fixée **par le marché,** qui complète, si nécessaire, les dispositions du présent guide. Elle est, en final, mise au point **dans la procédure de réparation. Elle fixe, en particulier, les types et le nombre des essais à effectuer.**

Le fascicule 65 du CCTG décrit dans le détail les essais qui peuvent être effectués pour contrôler la tension des armatures de précontrainte au moment de leur mise en tension et la façon de procéder pour s'assurer que les armatures restent correctement tendues au bout d'une semaine et peuvent être remises en tension. **La méthode,** utilisable sur les armatures de précontrainte dites **«courtes»** comme les barres de clouage, peut aussi être appliquées aux armatures **«verticales»** et **«transversales»** qui sont plus longues à cause des risques de pertes par tassement du mortier de calage des ancrages…

NOTE : *lorsque les barres sont de très faible longueur et s'il n'est pas possible de faire des mesures de tension in situ en début de chantier, compte tenu des incertitudes sur leur tension finale toutes pertes effectuées, il est conseillé de majorer le nombre de barres à mettre en place en attendant les résultats de* ***l'épreuve de convenance.***

> L'épreuve de convenance consiste à tendre quelques armatures conformément à la procédure de mise en tension et porte sur les points suivants :

- moyens d'accès ;
- qualification du personnel ;
- présence du chargé de la mise en précontrainte **(CMP)** ;
- conformité des unités de précontrainte ;
- adaptation et état du matériel de mise en tension (pompes, vérins, accessoires…) et présence des certificats de tarage des vérins et des fiches d'étalonnage des manomètres ;
- instrumentation des armatures à mettre en tension (jauges ou capteurs de forces et capteurs de déplacement) et moyens d'enregistrement et de reproduction ;
- mesures des conditions thermiques (elles peuvent jouer sur des armatures exposées au soleil, ce qui peut fausser les mesures). Dans un tel cas, il faut mettre en place des écrans protecteurs pendant l'épreuve ;
- mise en tension avec mesures de la pression, de l'allongement et de l'instrumentation (par exemple, lors des trois serrages successifs des écrous pour les barres de précontrainte) et interprétation immédiate des résultats (si les résultats ne sont pas conformes, l'épreuve doit être refaite en tenant compte des enseignements de la première épreuve ;
- reprise de la tension au bout d'une semaine avec mesure de la tension résiduelle et assurance que la tension initiale exigée peut être obtenue ;
- détermination, si prévue au **marché**, de la période de vibration de l'armature (délicat avec les barres à cause de l'incidence des ancrages) en fonction de la tension de l'armature (moyen de contrôle rapide d'armatures extérieures d'un pont en service)…

Rappel : *au cours de cette épreuve, la tension initiale de l'armature de précontrainte fixée par les textes en vigueur doit être respectée.*

Photo n° 149 : contrôle en cours de la tension sur des barres en acier inoxydable lors des réparations du pont de Labéraudie *(crédit photo D. Poineau)*

Photo n° 150 : courbe donnant la tension dans la barre en Y et les déplacements en X *(crédit photo D. Poineau)*

14.4.4.2 Cas des armatures de précontrainte de grande longueur

La consistance de **cette épreuve de convenance** est normalement fixée **par le marché**, qui complète, si nécessaire, les dispositions du présent guide. Elle est, en final, mise au point **dans la procédure de réparation. Elle fixe, en particulier, les types et le nombre des essais à effectuer.**

Le fascicule 65 du CCTG décrit dans le détail les essais qui peuvent être effectués pour contrôler la tension des armatures de précontrainte au moment de leur mise en tension.

L'épreuve de convenance porte, d'une part, sur la mesure des **coefficients de transmission (méthode d'essai de niveau 2 au sens du fascicule 65 du CCTG),** si cette mesure est prévue au **marché** et, d'autre part, sur **l'instrumentation** mise en place dans certaines section pour mesurer l'efficacité et la répartition de la précontrainte additionnelle. Elle a lieu, généralement, lors de la mise en tension du premier couple de câbles additionnels. Elle est effectuée conformément à la **procédure de mise en tension** et porte sur les points suivants :

- moyens d'accès ;
- qualification du personnel ;
- présence du chargé de la mise en précontrainte **(CMP)** ;
- présence du laboratoire chargé des mesures d'efficacité de la précontrainte ;
- conformité des unités de précontrainte ;
- moyens de mesure pour les coefficients de transmission (capteurs de pression, table traçante) ;
- présence des accessoires côté vérin passif pour empêcher les clavettes de bloquer la transmission des efforts ;
- adaptation et état du matériel de mise en tension (pompes, vérins, accessoires pour permettre la mesure…) et présence des certificats de tarage des vérins et des fiches d'étalonnage des manomètres ;
- fonctionnement des jauges et capteurs équipant les sections instrumentées et des chaines de mesure pour l'enregistrement et la présentation des résultats (tableaux et graphiques)… ;
- mise en tension des câbles avec mesures de la pression aux vérins et de l'allongement des armatures (cf. le **fascicule 65 du CCTG**) et recueil des résultats des mesures fournis par l'instrumentation. L'analyse des résultats doit être immédiate (si les résultats ne sont pas conformes, l'épreuve doit être reconduite en tenant compte des enseignements issus de l'analyse susvisée).

> ***Rappel :*** *la partie portant sur l'efficacité de la précontrainte additionnelle relève, normalement, du* ***contrôle extérieur,*** *ce qui implique une coordination entre les divers intervenants.*

14.5.1 GÉNÉRALITÉS

Les contrôles d'exécution des travaux ont pour but de vérifier qu'à tout instant du chantier, l'exécution des travaux est conforme aux spécifications **du marché,** complétées par les enseignements tirés **des épreuves de convenance.**

Les essais liés aux contrôles d'exécution peuvent s'appuyer, soit sur **des normes spécifiques,** soit sur les **fascicules du CCTG,** soit sur **les autres guides de la famille FABEM.**

Les résultats des contrôles effectués lors de l'exécution d'une opération et/ou après l'exécution de cette opération sont validés par **le maître d'œuvre.** Dans le cas où les résultats ne correspondent pas aux performances prescrites, **les non-conformités** détectées doivent faire l'objet d'un traitement. **L'entrepreneur** propose à l'acceptation **du maître d'œuvre** les mesures correctives qu'il compte appliquer et procède à la mise en conformité.

La levée du POINT D'ARRÊT avant **réception des travaux** est liée à l'acceptation des résultats des différents contrôles effectués pendant et après l'exécution des travaux.

> Pour la réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle, les contrôles d'exécution sont de quatre sortes :

- ceux qui concernent des travaux identiques à ceux effectués sur un ouvrage en cours de construction (ces contrôles figurent dans les textes de référence comme les **CCTG** et dans les **CCTP-types...**). Ces contrôles, comme celui de la mise en œuvre de la protection définitive des armatures de précontrainte..., ne sont donc pas détaillés dans le présent guide. Leur consistance est fixée par le marché ;

- ceux qui concernent des opérations de réparation et/ou de renforcement traitées en détail dans les autres **guides du STRRES,** comme le scellement d'armatures passives qui figure dans le **guide FABEM 7.** La consistance de ces contrôles est fixée par le **marché ;**

- ceux qui concernent les opérations spécifiques suivantes, gages de l'efficacité de la réparation et/ou du renforcement :
  - le forage des trous de passage des armatures de précontrainte,
  - l'injection des fissures,
  - la mise en tension des armatures de précontrainte :
    - courtes ou de faible longueur,
    - longues.

NOTE : ***concernant ces opérations spécifiques, comme le paragraphe 14.4 ci-dessus*** *traite des diverses* ***épreuves de convenance*** *et les essais à effectuer, il n'est pas utile de les développer à nouveau.*

- ceux qui concernent les contrôles sur l'efficacité des injections des fissures et de la précontrainte additionnelle et les essais à effectuer, développés dans le paragraphe suivant.

14.5.2 CONTRÔLES D'EXÉCUTION SUR L'EFFICACITÉ DES INJECTIONS DES FISSURES ET DE LA PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE

14.5.2.1 Généralités

> Le contrôle de l'efficacité des injections des fissures et de la précontrainte additionnelle est effectué :

1. lors de l'enlèvement des charges après l'injection des fissures, soit de toutes les fissures, soit uniquement celles de flexion si les trois sortes de fissures sont injectées et précontraintes séparément ;
2. lors de la mise en précontrainte longitudinale ;
3. lors des essais de chargement de l'ouvrage réparé et/ou renforcé effectués avant la réception des travaux.

Le bureau d'études doit fournir une note de calculs donnant les déformations pouvant être attendues durant les trois phases susvisées sous forme de **diagrammes de Navier-Bernoulli.**

Les mesures à effectuer lors des trois phases s'appuient sur l'instrumentation mise en place dans certaines sections remarquables conformément aux dispositions du **marché**. Ces essais relèvent, normalement, du **contrôle extérieur,** mais **l'entrepreneur** doit y participer activement.

Ces sections remarquables sont choisies pour chaque travée parmi les sections les plus fissurées (fissures de flexion). Les âmes et les hourdis de ces sections sont équipés de plusieurs **couples (au minimum 3) constitués d'une jauge de déformations et d'un capteur de déplacement** (au total, au minimum 12 couples sont nécessaires pour une poutre-caisson).

Il est préférable d'augmenter le nombre de points de mesures pour palier à un non-fonctionnement d'une jauge ou d'un capteur, pour mieux cerner les déformations de chacune des parties de la section, pour tenir compte de la géométrie de la section (largeur et hauteur)…

La figure ci-après montre, d'une part, que trois jauges au minimum sont nécessaires puisque par deux points il est toujours possible de faire passer une droite et, d'autre part, qu'un nombre plus important de jauges peut permettre de détecter un défaut local de compression lié à un défaut d'injection…

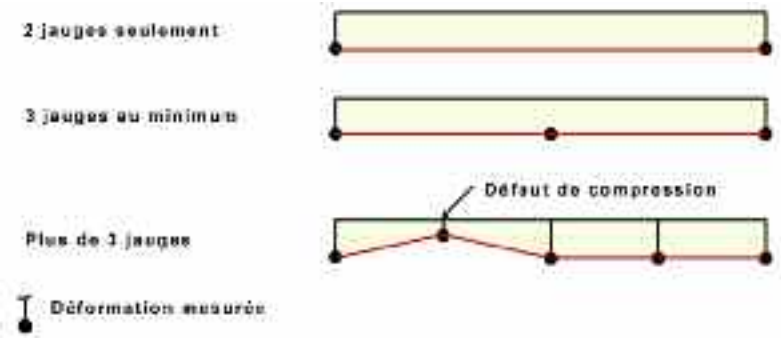

Figure n° 121 : Importance du nombre de points de mesure

Les capteurs de déplacement, qui doivent être placés à cheval sur les fissures, permettent de mesurer les variations d'ouverture de celles-ci ou leur réouverture sous un chargement, alors que les **jauges de déformations,** qui doivent être placées à proximité des fissures, permettent de chiffrer l'importance de la compression qui repasse dans celles-ci, une fois injectées, lors de l'enlèvement des charges ou de la mise en précontrainte.

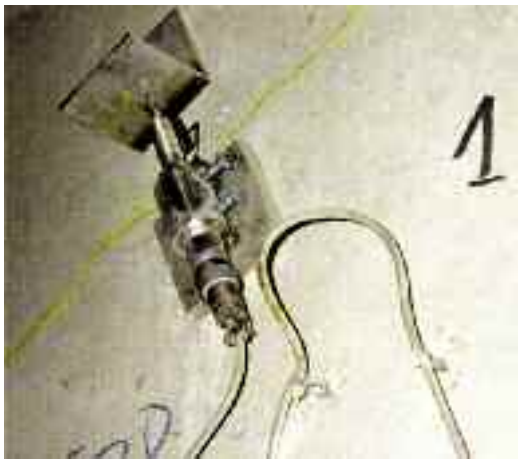

Photo n° 151 : capteur de déplacement placé à cheval sur une fissure *(crédit photo D. Poineau)*

Les chaînes de mesures associées aux couples jauge - capteur permettent de tracer automatiquement des diagrammes des déformations et donc de les comparer à ceux calculés.

Photo n° 152 : dispositifs de mesures pour le contrôle de travaux de réparations *(crédit photo Sétra)*

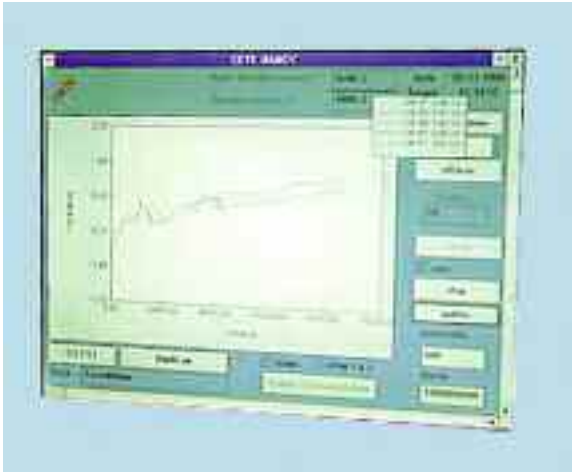

Photo n° 153 : copie d'écran lors des réparations du pont de Châlons-en-Champagne *(crédit photo D. Poineau)*

Des jauges et capteurs peuvent équiper certaines des fissures d'autres types (fissures de diffusion-effort tranchant, fissures en «arêtes de poisson»…) pour contrôler qu'elles ont bien été injectées et recomprimées lors de la mise en tension des différentes précontraintes additionnelles et lors des essais de chargement liés à la réception des travaux.

14.5.2.2 Mesures avant et après injection des fissures et lors de la mise en place puis de l'enlèvement des charges

> La figure ci-après montre deux diagrammes de déformations correspondant aux déformations enregistrées par les jauges :

- le premier, avant l'injection des fissures et lors de la mise en place du chargement pour ouvrir les fissures. Ce diagramme montre que les jauges n'enregistrent aucune déformation, c'est-à-dire que le hourdis inférieur est totalement décomprimé et la fissure ouverte ;
- le second, après l'injection des fissures et le durcissement du produit d'injection, lors de l'enlèvement des charges. Ce deuxième diagramme montre que la fissure a été correctement injectée puisque toutes les jauges indiquent que le béton du hourdis inférieur est quasiment uniformément comprimé.

Rappel : *des déformations négatives correspondent à une compression. Celle-ci évite aux fissures de se rouvrir mais elle va progressivement disparaître. Elle n'est donc pas prise en compte comme faisant partie de la réparation.*

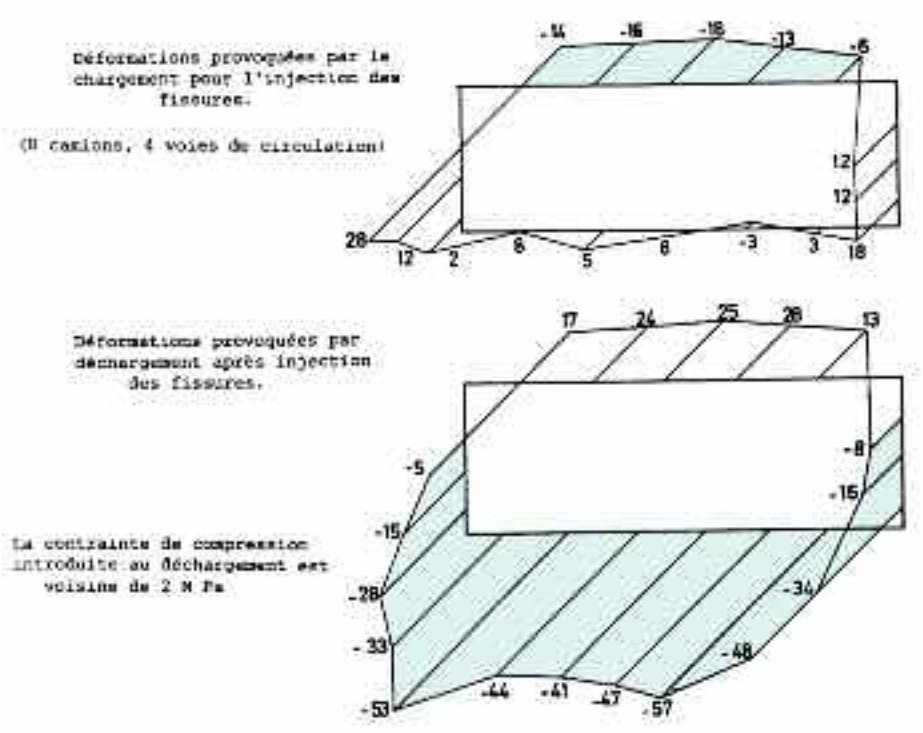

Figure n° 122 : enregistrements effectué lors des réparations du pont de Bayonne

La mise en œuvre d'une **dénivellation d'appui** permet d'augmenter les compressions même si une bonne partie de celles-ci disparaît dans le temps à cause du fluage du béton (voir le paragraphe 11 ci-dessus).

14.5.2.3 Mesures lors de la mise en tension de la précontrainte longitudinale

La figure ci-après montre un diagramme de déformations correspondant aux déformations enregistrées par les jauges.

Le diagramme résultant des mesures correspond quasiment au **diagramme de Navier-Bernoulli** calculé par le **bureau d'études,** ce qui indique que la réparation est efficace.

Il y a lieu de noter cependant un **défaut de compression** au niveau du gousset inférieur gauche qui correspond à une zone qui a été mal injectée. Normalement, ce défaut aurait dû être détecté lors de l'enlèvement des charges après l'injection des fissures et une réinjection locale opérée.

Rappel : *tout défaut de continuité de la matière se traduit par le passage des contraintes par les points durs, ce qui se traduit par un défaut de compression de la zone concernée.*

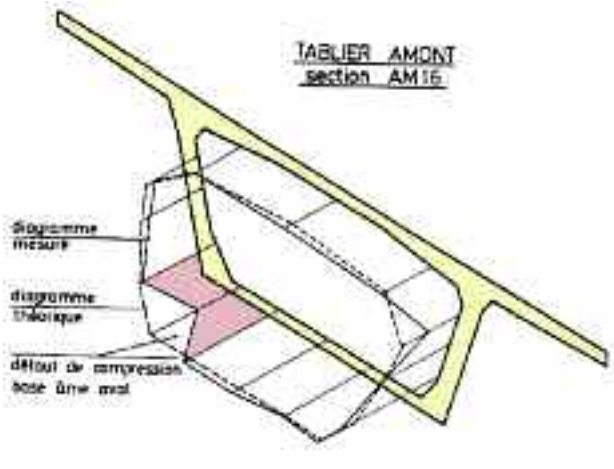

Figure n° 123 : enregistrement effectué lors des réparations du pont de Moulins-Lès-Metz

14.5.2.4 Mesures lors des essais de chargement préalables à la réception des travaux

La réception des travaux de réparation et/ou renforcement est obligatoirement précédée d'une épreuve de chargement comme pour un ouvrage neuf. La consistance des épreuves est à fixer par le **marché** qui peut s'inspirer du **guide technique du Sétra de mars 2004** qui traite du cas des ouvrages réparés ou renforcés.

> Les points essentiels sont :

- la visite avant l'épreuve de chargement ;

Conseils et rappels : le contrôle extérieur *doit être effectué au fur et à mesures des travaux afin de détecter les imperfections et les non-conformités éventuelles, lesquelles doivent faire l'objet de l'établissement d'une* ***fiche d'anomalies*** *et des réparations qui s'imposent. Ces principes figurent dans le* ***fascicule 65 du CCTG.***

- l'épreuve de chargement proprement dite, qui doit être effectuée, si possible, sous un chargement analogue à celui effectué lors de la réception initiale de l'ouvrage pour pouvoir comparer le comportement de la structure et tout particulièrement les flèches initiales et après travaux… À ceci s'ajoute l'examen des déformations enregistrées par les jauges, voire les capteurs, ces derniers pouvant indiquer la réouverture de fissures équipées.

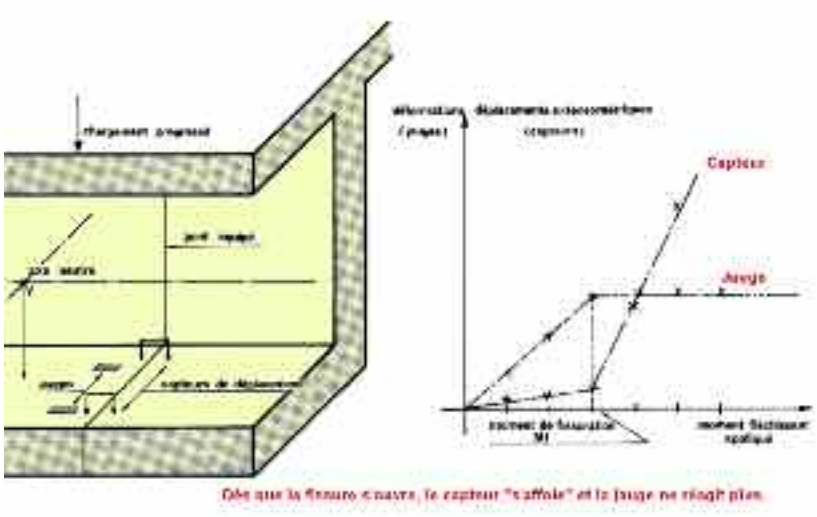

Figure n° 124 : exemple d'enregistrement des déformations indiquant la réouverture d'une fissure

15

Réception des travaux de réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

La réception des travaux, dans le cadre de la législation en vigueur, obéit aux exigences **du maître de l'ouvrage,** qui en fixe la consistance et le calendrier **dans le marché.**

À la fin des travaux, **l'entrepreneur** remet **au maître d'œuvre** l'ensemble des essais réalisés ainsi que l'ensemble du documents du PAQ, même si **le marché** a prévu qu'une photocopie de ces documents soit remise **au maître d'œuvre** au fur et à mesure de l'exécution (facilité d'organisation du contrôle extérieur et **sauvegarde de sécurité** des documents).

Parmi les documents, doivent figurer les plans sur lesquels toutes les réparations doivent avoir été reportées, ainsi que les résultats des essais effectués et interprétés.

Les travaux visés par le présent guide concernent **des réparations et/ou des renforcements structuraux. La réception des travaux** impose de vérifier que l'ouvrage a acquis la **capacité portante** exigée par le **marché** et que les travaux ont été exécutés suivant les **«règles de l'art». Le marché** doit donc spécifier les essais à effectuer pour en apporter la preuve.

NOTE : *dans sa partie relative aux* ***contrôles,*** *le présent guide a passé en revue les essais à effectuer pour s'assurer que la précontrainte additionnelle mise en œuvre est parfaitement efficace.*

16 Hygiène et sécurité

16.1 Rappel des obligations
16.2 Cas d'un chantier de réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

16.1 Rappel des obligations

L'**entrepreneur** doit s'assurer du respect de la législation du travail en matière d'hygiène et de sécurité.

> Le Code du Travail impose une coordination des travaux dans les deux cas suivants :

- intervention pour travaux d'une entreprise dite extérieure dans l'établissement d'une autre entreprise dite utilisatrice. C'est le chef de l'entreprise utilisatrice qui assure la coordination générale ;
- chantier temporaire ou mobile où interviennent au moins deux entreprises. Un coordonnateur de sécurité et de protection de la santé (coordonnateur SPS) est requis sur le chantier.

> Le coordonnateur SPS est au moins de niveau 2 si les travaux effectués peuvent être qualifiés de dangereux :

- utilisation de substances extrêmement ou facilement inflammables, toxiques ou nocives ;
- risques de chutes de plus de 3 m de hauteur ;
- travaux en milieu confiné ;
- travaux nécessitant l'utilisation d'équipements de travail auxquels est applicable l'article R 233-9 du Code du Travail (équipements de protection individuelle ou ÉPI) ;
- travaux exposant à un niveau d'exposition sonore quotidienne supérieure à 90 dB (A) ou à un niveau de pression acoustique de crête supérieure à 140 dB ;
- travaux de démolition ;
- etc.

Le présent texte ne traite que des dispositions à mettre en œuvre pour assurer la protection des personnes lors de la réalisation des travaux. Il ne traite pas des installations de chantier ni des moyens d'accès (échafaudages, nacelles automotrices…), même si ces points sont évoqués dans le présent document. **Se reporter au guide général (GUIDE 0) qui traite du chantier de réparation dans son ensemble et des textes de référence.**

Certains composants utilisés lors des travaux **sont toxiques** (diluants réactifs des résines époxydiques, solvants, constituants des polyuréthannes, etc.), **irritants** (débris de fibres), **corrosifs** (liants minéraux à base de silicates, ciments, liants organiques de nature basique, etc.) ou encore **inflammables** (solvants, etc.).

La fiche technique d'un matériel ou d'un produit **indique quelles sont les précautions à prendre afin d'éviter** des accidents, des intoxications.

>Les précautions, à caractère général, qui suivent sont applicables quelles que soient les méthodes de réparation mises en œuvre :

Figure n° 125 : symboles de danger (extrait d'un document INSROPPBTP)

- toutes les substances dangereuses doivent être munies d'un étiquetage réglementaire conformément à la réglementation en vigueur (arrêté ministériel du 20 avril 1994 modifié par les arrêtés du 7 janvier 1997 et du 4 août 2005 [ce dernier arrêté transposant la directive européenne 2004/73/CE du 29 avril 2004, qui correspond à la 29ème adaptation de la directive 67/548/CEE]).

- le Plan Général de Coordination (PGC), le chantier étant au moins de la catégorie 2, doit faire mention des risques liés à l'utilisation des différents produits, dont les fiches de données de sécurité (FDS) doivent être obligatoirement fournies ;

- les dispositifs de protection sont choisis en fonction des recommandations des fiches de données de sécurité ;

- dans les lieux confinés, la protection est réalisée préférentiellement de façon collective avec mise en place d'une ventilation forcée avec arrivée d'air frais non pollué et extraction des vapeurs dangereuses. De plus, des capteurs étalonnés sont à mettre en place pour suivre dans l'atmosphère du chantier les concentrations des divers produits nocifs utilisés ;

- dans les autres lieux ou lorsque la mise en œuvre d'une protection collective s'avère impossible, les intervenants doivent être munis d'un équipement de protection individuelle adapté :

    - appareils respiratoires filtrants à ventilation assistée avec masques et demi-masques ou avec cagoules,
    - appareils isolants non autonomes à air libre ou à adduction d'air comprimé…

- à ces équipements de protection contre les vapeurs nocives, il faut ajouter des vêtements de protection jetables, des gants de protection et des lunettes contre les projections, etc. ;

- en cas d'utilisation de produits inflammables, ceux-ci sont mis en œuvre en respectant scrupuleusement les précautions d'emploi pour éviter tout risque d'incendie ;

- le personnel doit être informé et sensibilisé aux risques liés à l'utilisation de certains produits et aux mesures de protection à prendre individuellement et/ou collectivement

- le médecin du travail doit être informé que les salariés sont exposés à certains produits afin qu'il puisse assurer une surveillance médicale renforcée (SMR) ;

- etc.

> Des précautions particulières sont à appliquer au cours de certaines opérations. Par exemple :

- la préparation du support béton et des armatures nécessite de tenir compte :
    - des poussières et des projections lors d'un «sablage» à sec,
    - des projections, du bruit et du jet d'eau lors d'un décapage à l'eau sous haute pression,
    - du risque d'effondrement de la structure lors de certaines opérations (par exemple, le démontage de câbles),
    - de la mise en tension des câbles extérieurs au béton ;

- la mise en charge de la structure réparée et/ou renforcée par décintrement, vérinage… nécessite de tenir compte d'un risque d'apparition de désordres, voire d'un effondrement.

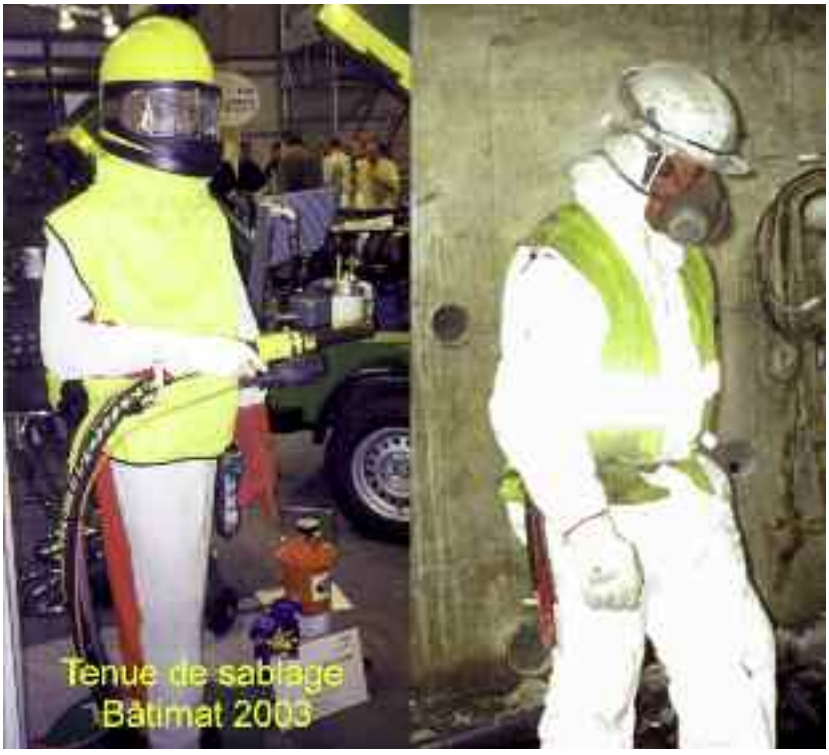

Photo n° 154 : équipements de protection individuelle *(crédit photo D. Poineau)*

L'entrepreneur doit organiser son chantier de façon à protéger les personnes collectivement ou, si cela est impossible, individuellement.

NOTA :

- L'Organisme Professionnel de Prévention du Bâtiment et des Travaux Publics ou OPPBTP édite des fiches et des guides de sécurité et présente les bonnes pratiques de sécurité sur son site SPOTH-BTP[26]. Adresse du Comité national : 25 avenue du Général Leclerc 92660 Boulogne-Billancourt Cedex.
- Des recommandations pour la prévention, l'hygiène et la sécurité lors de la projection des mortiers et bétons sont disponibles sur le site : www.asquapro.asso.fr.

[26] *www.spoth-btp.fr.*

17

Gestion des déchets du chantier[27]

17.1 rappel des obligations

17.2 Cas d'un chantier de réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle

[27] *Consulter le guide de la FNTP de 2005 intitulé : les principes de gestion des déchets de chantier.*

Un chantier est considéré comme **une installation classée** s'il peut présenter des dangers ou des inconvénients pour la commodité du voisinage, la santé, la sécurité, la salubrité publique, l'agriculture, la protection de la nature et de l'environnement. Cette installation est soumise **à autorisation ou à déclaration** suivant la gravité des dangers ou des inconvénients qu'elle présente.

Les contraintes sont imposées par des lois et décrets qui sont regroupés dans **le Code de l'Environnement**[28].

14 - INFORMATIONS RELATIVES AUX TRANSPORTS

15 - INFORMATIONS RÉGLEMENTAIRES

Figure n° 126 : extrait d'une fiche de données de sécurité (FDS) de la société Parexlanko

[28] *Consulter le site : www.legifrance.gouv.fr.*

L'entrepreneur doit demander avant tout début des travaux **les autorisations nécessaires de démarrage des travaux et les certificats d'acceptation préalable pour les déchets dangereux (DIS).** Il doit tenir compte des sujétions liées à la récupération, au transport et au traitement de tous les déchets générés par les travaux.

> Il est rappelé que les déchets industriels sont répartis en trois classes :

- Classe I, les déchets industriels spéciaux (DIS) : déchets considérés comme dangereux (par exemple, des déchets contenant des solvants organiques nocifs) ;
- Classe II, les déchets industriels banals (DIB) : déchets considérés comme non dangereux (par exemple, des emballages non souillés) assimilables à des déchets ménagers et pouvant être traités dans les mêmes filières ;
- Classe III, les déchets industriels inertes (par exemple, des abrasifs pour la préparation d'un support non utilisés, des morceaux de béton…).

L'annexe II de l'article R 541-8 du Code de l'environnement donne la liste des déchets. Certains d'entre eux sont **considérés comme dangereux** (marqués par un astérisque) s'ils contiennent **des concentrations** (pourcentage en poids) **suffisantes de certaines substances** listées dans cette annexe.

> L'élimination des déchets comporte deux filières :

- l'élimination proprement dite dans des installations d'élimination des déchets par mise en décharge ou par incinération ;
- la valorisation des déchets par tri, recyclage et réutilisation, soit sur place, soit hors du chantier, soit en centre spécialisé.

> L'élimination des trois catégories de déchets :

- cas des déchets de classe I (les déchets industriels spéciaux ou DIS, dangereux) :
  - les DIS sont éliminés dans des installations, soit de stockage, soit d'incinération autorisées,
  - ils sont soumis à une traçabilité de leur origine à leur destination au moyen d'un bordereau de suivi des déchets industriels (BSDI),
  - ils doivent recevoir un certificat d'acceptation préalable du gestionnaire de l'installation d'élimination des déchets avant de pouvoir être déposés dans celle-ci,
  - ils sont contrôlés lors de leur admission dans l'installation d'élimination des déchets afin de vérifier s'ils sont bien conformes aux déchets autorisés dans cette installation ;

- cas des déchets de classe II (déchets industriels banals ou DIB) :
  - les déchets d'emballages industriels ou commerciaux peuvent être soumis à l'obligation de valorisation si les quantités de déchets produites sont importantes (>1 100 litres / semaine),
  - les autres déchets DIB, s'ils ne sont pas valorisés, sont éliminés dans des installations, soit de stockage, soit d'incinération autorisées ;
- cas des déchets de classe III (les déchets industriels inertes) :
  - les déchets industriels de classe III, s'ils ne sont pas valorisés, sont stockés dans une décharge de classe III autorisée.

Certains composants utilisés lors des travaux de traitement de surfaces **sont toxiques** (diluants réactifs de résines époxydiques, solvants, constituants des polyuréthannes, etc.), **corrosifs** (liants minéraux à base de silicates, ciments, liants organiques de nature basique, etc.) ou encore **inflammables** (solvants, etc.). Ils peuvent donc être considérés comme dangereux et relever de la catégorie des déchets industriels spéciaux **(DIS).**

Même lorsque cela n'est pas imposé par la réglementation, **un maître d'ouvrage** a intérêt à évaluer les types de déchets que l'ensemble des opérations de réparation ou de renforcement de son ouvrage (par exemple, lors de la préparation du support) va générer, sachant que certains des déchets peuvent provenir de l'ouvrage existant (produits de démolition) et d'autres des travaux.

> Cela peut permettre :

- d'une part, d'éviter des surprises désagréables en cours de travaux, comme la découverte de produits amiantés (flocages de protection contre les incendies, certaines peintures, coffrages perdus en amiante-ciment…) ;
- d'autre part, aux clauses du **marché**, de prendre en compte la gestion des déchets et, si possible, de leur valorisation sous forme de clauses environnementales. De telles clauses sont autorisées par le Code des Marchés Publics.

L'entrepreneur, lors **du choix des produits,** se doit de proposer **au maître d'œuvre,** parmi ceux utilisables, c'est-à-dire ayant la même efficacité globale (propriétés mécaniques et chimiques, facilité de mise en œuvre et coût), ceux qui sont **les moins dangereux pour la santé du personnel qui les utilise et qui sont les moins polluants** pour l'environnement.

Il faut noter qu'en matière d'hygiène et de sécurité, les normes de produits ne traitent que de généralités et de principes. Les normes de la série **NF P 95-1**** renvoient à l'étiquetage et celles de la série **NF EN 1504-**** à l'avertissement de **l'article ZA1 de l'annexe ZA**, qui renvoie **au site EUROPA[29].**

L'entrepreneur se doit d'organiser son chantier pour faciliter le tri des déchets. En effet, par exemple, le mélange de déchets de catégories différentes peut conduire à classer la totalité des déchets en **DIS**, dont le coût de traitement est très supérieur à celui des deux autres catégories.

Il est donc nécessaire de bien identifier les méthodes et les techniques utilisées lors de travaux de réparation et/ou de renforcement structural par armatures passives additionnelles, qui génèrent des volumes de déchets appartenant aux trois classes.

[29] *http : /europa.eu.int/comm/enterprise/construction/internal/dangsub/dangmain.htm.*

> Il convient de citer :

- les techniques de préparation du support et des armatures qui génèrent :
  - des déchets de diverses classes lors de l'enlèvement des revêtements existants,
  - des mélanges de matériaux, les uns issus de la structure (débris de béton, poussières…) et les autres de la technique utilisée (par exemples, des abrasifs minéraux ou métalliques lors d'un «sablage» à sec ou de l'eau chargée de débris lors d'une hydrodémolition) ;
- les techniques de projection de mortiers ou de bétons, surtout par voie sèche, qui génèrent, à cause des rebonds, des déchets inertes en fortes quantités ;
- les collages et les injections à l'aide de produits à base de résines de synthèses, qui peuvent générer des **DIS** (il faut distinguer les composants [base et durcisseur] et le mélange polymérisé).

18

Fiche synthétique du PAQ

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

La réalisation d'une réparation et/ou d'un renforcement par armatures de précontrainte additionnelles comporte de nombreuses opérations enchaînées les unes aux autres. Chaque opération peut faire l'objet **d'une procédure et d'un cadre de document de suivi,** mais tous ces différents documents peuvent être regroupés dans **une procédure d'exécution principale** et **un cadre des documents de suivi d'exécution principal.**

Figure n° 127 : guide 2000 du STRRES relatif à la rédaction des PAQ en réparation

> Il est rappelé que le marché fixe, en s'inspirant des dispositions du présent guide :

- les stipulations (prescriptions de moyens et spécifications de produits) à respecter, ainsi que la consistance des essais et contrôles. Ces obligations sont reprises dans les procédures et les cadres des documents de suivi ;
- ce qui relève des contrôles interne, extérieur voire externe ;
- **un cadre de PAQ** avec la liste minimale des procédures et des cadres de documents de suivi à fournir ;
- le calendrier et les conditions de présentation au maître d'œuvre des différents documents constituants le **SOPAQ** et le **PAQ** au fur et à mesure du déroulement de l'opération chantier (de la remise des offres à la signature du **marché** et de la période de préparation des travaux à leur réception)[30].

[30] *Le schéma de l'assurance qualité sur le chantier de la page 13 du guide de rédaction d'un PAQ du STRRES donne dans le détail* ***les actions qualité à entreprendre et le calendrier à respecter***

La présente fiche, qui tient compte des stipulations **du présent guide,** est une adaptation de la **fiche relative à la précontrainte additionnelle du guide 2000 du STRRES** relative à la rédaction d'un **Plan d'Assurance de la Qualité (PAQ).** Elle traite de la réparation et/ou d'un renforcement par armatures de précontrainte additionnelles.

Il est également possible de consulter, d'une part, **le guide de décembre 1991, Sétra, SNCF, TP de France et SNBATI : Mise en œuvre des Plans d'Assurance de la Qualité - Exécution des ouvrages en béton armé et précontraint** et, d'autre part, **le fascicule 65 du CCTG.**

RÉPARATION ET/OU RENFORCEMENT PAR PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE Points sensibles, critiques et d'arrêts						
Rep	**Description des phases d'exécution**	**Intervention du contrôle interne**			**Intervention du contrôle externe à l'entreprise (1)**	**Intervention du contrôle extérieur (2)**
		Points sensibles (3)	**Points critiques (4)**	**Points d'arrêts (5)**		
1	**PAQ,** pendant le période de préparation des travaux : mise au point du **document d'organisation générale** et établissement des documents suivants : • **les procédures d'exécution ;** • **les cadres des documents de suivi**		Oui			Oui
2	**PAQ,** avant toute réalisation d'une opération : mise au point **des procédures d'exécution et des cadres des documents de suivi** correspondants		Oui	**Oui**		Oui
3	**PAQ**, pendant la réalisation d'une opération : respect des procédures, renseignement des **documents de suivi** et information du maître d'œuvre **(6)**		Oui			Oui
4	**Choix des produits et des matériels**					
	La consultation fixe la famille du produit et les caractéristiques à respecter, voire une technique d'exécution - L'entrepreneur propose une ou des solutions - **Le marché** entérine la ou les solutions **(7)**					
	Une épreuve d'étude est nécessaire pour choisir le produit lorsque les exigences à satisfaire sortent du domaine d'emploi de la norme **(8)**		Oui	**Oui**		Oui
5	**Contrôle et réception des produits**					
	Transport, réception et stockage		Oui	**Oui**		Oui
	Essais d'identification rapide et/ou contrôle des caractères normalisés		Oui	**Oui**		Oui
6	**Épreuves de convenance liées à la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle : (9)**					
	Préparation de l'épreuve : • documents, • matériels, • personnel • instrumentation, • contrôleur		Oui	**Oui**		Oui
	Réalisation de l'épreuve		Oui			Oui
	Synthèse des résultats		Oui			Oui

RÉPARATION ET/OU RENFORCEMENT PAR PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE Points sensibles, critiques et d'arrêts						
Rep	Description des phases d'exécution	Intervention du contrôle interne			Intervention du contrôle externe à l'entreprise (1)	Intervention du contrôle extérieur (2)
		Points sensibles (3)	Points critiques (4)	Points d'arrêts (5)		
7	**Contrôles d'exécution liés à la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle :**					
	Préparation de l'opération (cf. l'épreuve de convenance)		Oui			Oui
	Préparation des produits si besoin est		Oui			Oui
	Levée du point d'arrêt avant travaux		Oui	**Oui**		Oui
	Réalisation de l'opération		Oui			Oui
	Synthèse des résultats – Validation de l'opération		Oui	**Oui**		Oui
8	**Exemple : épreuve de convenance et contrôles d'exécution d'une précontrainte additionnelle (cas des armatures de grande longueur)**					
	Transport, réception et stockage (conduits, armatures, ancrages, accessoires…)		Oui	**Oui**		Oui
	Réalisation des massifs d'ancrage et des déviateurs avec la vérification de l'implantation des déviateurs et des ancrages	Diverses opérations faisant l'objet d'épreuves de convenance et de contrôles d'exécution spécifiques				
	Mise en place des conduits et enfilage des armatures		Oui			Oui
	Mise en place de l'instrumentation (laboratoire lié au contrôle extérieur)					Oui
	Réalisation des opérations connexes (stabilisation des gradients thermiques, cachetage et injection des fissures, vérification de l'efficacité de l'injection)	Diverses opérations faisant l'objet d'une épreuve de convenance et de contrôles d'exécution spécifiques				
	Épreuve de convenance avec la mise en tension de la première paire de câbles (mesure des coefficients de transmission, contrôle de la pression et des allongements, suivi de 'instrumentation…)		Oui			Oui
	Levée du point d'arrêt avant mise en tension de l'ensemble des câbles additionnels		Oui	**Oui**		Oui
	Mise en tension des autres câbles (mesures de la pression et des allongements et suivi de l'instrumentation)		Oui			Oui
	Synthèses des résultats - Validation de l'opération		Oui	**Oui**		Oui
	Mise en œuvre de la protection des armatures de précontrainte	Diverses opérations faisant l'objet d'une épreuve de convenance et de contrôles d'exécution spécifiques				
12	**Réception des travaux**					
	Essais de chargement	Diverses opérations faisant l'objet de contrôles d'exécution spécifiques				
	Synthèse des résultats et validation de l'opération de chargement		Oui	**Oui**		Oui
	PAQ : remise au maître d'œuvre de l'ensemble des documents originaux constituants le PAQ		Oui	**Oui**		Oui
	Vérifications diverses					Oui

Tableau n° 15 : liste des points sensibles, critiques et d'arrêt, relative à une opération réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle

LÉGENDE :

(1) *il s'agit d'une surveillance et assistance du contrôle interne effectuée par un représentant indépendant de la direction du chantier. Il doit être prévu* ***au marché.***

(2) *il s'agit* ***du maître d'œuvre*** *du client (voire du client) ou d'un organisme habilité par lui* ***(laboratoire ou bureau d'études).***

(3) ***un point sensible*** *est un point de l'exécution qui doit particulièrement retenir l'attention. Dans le présent tableau, l'ensemble des points sensibles n'a pas été développé.*

(4) ***un point critique*** *est un point de l'exécution qui nécessite une matérialisation du contrôle interne sur un* ***document de suivi*** *d'exécution ainsi qu'une information préalable du contrôle extérieur pour que ce dernier puisse effectuer son contrôle, s'il le juge nécessaire. L'intervention du contrôle extérieur n'est pas indispensable à la poursuite de l'exécution.*

(5) ***un POINT D'ARRÊT*** *est un point critique pour lequel un accord formel du* ***maître d'œuvre*** *(ou d'un organisme habilité par lui) est nécessaire à la poursuite de l'exécution. Les délais de préavis et les délais de réponse* ***du maître d'œuvre*** *sont fixés dans* ***le marché*** *ainsi que les dispositions à prendre à l'issue du délai de réponse en l'absence de réaction* ***du maître d'œuvre*** ***(situation très anormale).*** *Les points d'arrêt doivent être prévus* ***au marché.***

(6) ***le marché*** *peut prévoir qu'un double (photocopie) des* ***documents de suivi*** *renseignés soit remis* ***au maître d'œuvre*** *au fur et à mesure du déroulement des travaux (une facilité pour le contrôle extérieur). Il est rappelé que l'ensemble des documents originaux constituants le PAQ doit être remis* ***au maître d'œuvre*** *au moment de la réception des travaux.*

(7) *ce point recouvre les périodes de préparation du projet, de consultation des entreprises, de jugement des offres, de mise au point et de signature* ***du marché.***

(8) *si cette épreuve est prévue* ***au marché.***

(9) *les épreuves de convenance peuvent porter sur les opérations suivantes :*

- *le forage des trous de passage des armatures de précontrainte ;*
- *l'injection des fissures (voir le* ***guide FABEM 3****) ;*
- *la mise en tension des armatures additionnelles de courtes ou de faible longueur ;*
- *la mise en tension des armatures additionnelles de grande longueur (généralement effectuée lors de la mise en tension de la première paire de câbles)…*

RAPPEL : *pour la mise en œuvre et la mise en tension de la précontrainte, un* ***PAQ spécifique*** *peut être basé sur le* ***PAQ-type de l'ASQPE,*** *doit être remis par* ***l'ESP au maître d'œuvre.***

TABLE DES FIGURES

Figure n° 1 : Les trois intervenants 2

Figure n° 2 : Exemple de pont à béquilles potentiellement fragile qui s'est effondré brutalement lors du passage d'un camion 42

Figure n° 3 : Croquis des zones préférentielles de fissuration par flexion 46

Figure n° 4 : Principe de mise en continuité de poutres PRAD 47

Figure n° 5 : Fissure à proximité de l'about d'une poutre PRAD 48

Figure n° 6 : Fissures sur appuis intermédiaires de poutres PRAD 48

Figure n° 7 : Effets des déformations différées gênées dans une console rendue hyperstatique par la mise en place d'un appui 49

Figure n° 8 : Croquis explicatif des effets des gradients thermiques 50

Figure n° 9 : Schéma de la disposition des câbles de précontrainte du pont d'Esquerchin 52

Figure n° 10 : Effets au pont du Bouc d'un vérinage brutal de 70 mm après un tassement d'appui lent de 40 mm 53

Figure n° 11 : Exemple d'un réglage avant clavage pouvant entraîner des désordres par redistribution de déformations différées gênées 54

Figure n° 12 : Schéma montrant des zones de concentration de contraintes attirées par les points durs entre deux voussoirs préfabriqués mal conjugués lors de la fabrication 54

Figure n° 13 : Les causes des fissures (gradients thermiques + tractions dues aux câbles excentrés + faible charges permanentes et points durs dus au cintre 55

Figure n° 14 : Comportement d'un coupleur non-capoté et d'un coupleur capoté 55

Figure n° 15 : Dispositions constructives (ferraillage et câblage) des extrémités des poutres de type PRAD 57

Figure n° 16 : Courbes des moments sous le poids propre de la poutre 58

Figure n° 17 : Courbes des moments sous l'action de la précontrainte 59

Figure n° 18 : Courbes des moments sous le poids du béton coulé en place 59

Figure n° 19 : Courbe des moments lors de l'enlèvement des étais 60

Figure n° 20 : Courbe des moments dus aux charges permanentes appliquées sur le système devenu hyperstatique 60

Figure n° 21 : Courbe des moments dus au retrait différentiel 60
Figure n° 22 : Courbe des moments dus aux charges d'exploitation (moment maximal négatif sur l'appui) 61
Figure n° 23 : Principe de calcul de l'effort tranchant au droit d'un arrêt de câbles 63
Figure n° 24 : Bon et mauvais espacement des étriers actifs 64
Figure n° 25 : Fissures d'éclatement le long du tracé des armatures de BP 65
Figure n° 26 : Fendage longitudinal d'une poutre préfabriquée précontrainte par pré-tension 67
Figure n° 27: Fissures d'entraînement et de diffusion 68
Figure n° 28 : Rupture du hourdis inférieur d'un pont (d'après la revue FIP devenue fib) 69
Figure n° 29 : Croquis explicitant les effets des poussées au vide dans une poutre courbe 70
Figure n° 30 : Croquis explicitant la poussée au vide dans un hourdis courbe 70
Figure n° 31 : Poussée au vide dans une poutre-caisson comportant un gousset 71
Figure n° 32 : Poussée au vide dans une poutre-caisson de hauteur variable 71
Figure n° 33 : Poussée au vide locale due à une cassure du tracé des conduits 73
Figure n° 34 : Diverses poussées au vide engendrées par des déviations du tracé des armatures de précontrainte 75
Figure n° 35 : Causes de poussées au vide engendrées par un festonnage des câbles (pas assez de points de fixation pour les gaines, personnel marchant sans précaution sur les conduits...) 75
Figure n° 36 : Disposition du ferraillage du hourdis à la jonction avec la table de compression d'une poutre type VIPP 79
Figure n° 37 : Principe de la mesure du moment de décompression 81
Figure n° 38 : Diagrammes des contraintes dans le béton et les armatures actives 81
Figure n° 39 : Diagramme des surtensions dans les câbles 82
Figure n° 40 : Diagramme des contraintes issu d'un recalcul 84
Figure n° 41 : Principe de renforcement d'une section non fissurée à vide 85
Figure n° 42 : Principe de renforcement d'une section fissurée à vide 87
Figure n° 43 : Diagramme des contraintes constaté à cause d'un défaut de conjugaison au droit du joint entre deux voussoirs successifs 88

Figure n° 44 : Répartition correcte et incorrecte des armatures «verticales» d'âme 91

Figure n° 45 : Contraintes d'éclatement σy tirée de la théorie de l'élasticité (figure tirée du guide d'André Picard)..... 96

Figure n° 46 : Efforts d'éclatement sous l'ancrage 99

Figure n° 47 : Visualisation du prisme local (profondeur ‰ et section c x c') 99

Figure n° 48 : Longueur de régularisation conventionnelle dans le cas d'une poutre-caisson..... 100

Figure n° 49 : Principe de calcul de l'équilibre général de diffusion totale avec prise en compte de la réaction d'appui 100

Figure n° 50 : Schéma de principe de renforcement d'une entretoise d'about pour éviter sa fissuration 102

Figure n° 51 : Notion de sections provisoirement d'about et de sections jamais d'about 103

Figure n° 52 : Exemple de superposition des efforts de diffusion de câbles de fléau et de continuité 103

Figure n° 53 : Superposition des efforts de diffusion, poussée au vide et flexion transversale..... 104

Figure n° 54 : Repérage des plans de coupure dans le cas d'une poutre-caisson..... 107

Figure n° 55 : Sollicitations pouvant agir sur un élément de dalle 107

Figure n° 56 : Hypothèses de calcul pour dimensionner la réparation ou le renforcement d'une section de béton armé par précontrainte additionnelle..... 110

Figure n° 57 : Système de précontrainte à base de matériaux composites (crédit photo Sika-France)..... 111

Figure n° 58 : Tracé rectiligne..... 127

Figure n° 59 : Tracé polygonal..... 129

Figure n° 60 : Schéma de la réparation du pont à béquilles d'Esquerchin avec un câblage dévié polygonal 130

Figure n° 61: Câblage croisé..... 130

Figure n° 62 : Câblage croisé au pont de Lacroix-Falgarde nécessitant des renforts de l'entretoise sur pile 132

Figure n° 63 : Principe de câblage de renfort d'une travée d'un VIPP..... 136

Figure n° 64 : Principe du câblage de renfort rendant les travées continues..... 136

Figure n° 65 : Appui direct des ancrages sur l'entretoise intermédiaire du pont d'Aurec 137
Figure n° 66 : Massif d'ancrage rapporté au pont de Roquemaure avec joint coulé en place 139
Figure n° 67 : Détail du renfort de l'entretoise sur pile pour l'ancrage de la précontrainte additionnelle 139
Figure n° 68 : Détail du renfort de l'entretoise sur culée pour l'ancrage de la précontrainte additionnelle 140
Figure n° 69 : Transfert de l'effort de précontrainte par un bâti métallique au pont de Rochefort-Montagne 140
Figure n° 70 : Schéma des bossages d'ancrage du pont de Lestelle 142
Figure n° 71 : Disposition pour limiter les effets d'entraînement en arrière d'un massif d'ancrage 145
Figure n° 72 : Solution 2 à gauche et solution 3 à droite 145
Figure n° 73 : Incidences de la présence de goussets sur l'efficacité de l'effort de clouage 147
Figure n° 74 : Intérêt du système du tirant–buton 148
Figure n° 75 : Massif d'ancrage avec un tirant en béton précontraint et un buton en béton armé 148
Figure n° 76 : Diffusion spatiale de la précontrainte par bielles et tirants 149
Figure n° 77 : Diagramme des efforts de cisaillement à équilibrer par les armatures de couture au pont de Labéraudie 149
Figure n° 78 : Risques d'instabilité de forme sous l'action de la précontrainte extérieure et des charges d'exploitation 151
Figure n°79 : Déviateur en béton armé en forme de V 154
Figure n° 80 : Détails de conception d'un déviateur 154
Figure n° 81 : Principe de scellement d'un tube courbe de déviation 156
Figure n° 82 : Efforts appliqués à un déviateur 167
Figure n° 83 : Mode de fonctionnement du bossage d'ancrage 168
Figure n° 84 : Absence de continuité du ferraillage transversal du hourdis 169
Figure n° 85 : Principe de calcul d'une dalle précontrainte avec déplacement du centre de pression 170

Figure n° 86 : Etriers actifs de la précontrainte additionnelle des âmes du viaduc de Saint-Isidore 173
Figure n° 87 : La place disponible est souvent réduite 173
Figure n° 88 : La bielle comprimée doit être équilibrée par un tirant 174
Figure n° 89 : Etriers actifs au pont Thinat à Orléans 174
Figure n° 90 : Etriers actifs de renforcement des âmes du pont d'Aurec 175
Figure n° 91 : Protection des têtes d'ancrage de monotorons au viaduc de la Méchelle à Nancy 177
Figure n° 92 : Protection des têtes d'ancrage au viaduc de Saint-Isidore 177
Figure n° 93 : Fissures de diffusion suivant le tracé des câbles 180
Figure n° 94 : Etat de fissuration du viaduc de Terrenoire 181
Figure n° 95 : Suspension du hourdis et précontrainte transversale 181
Figure n° 96 : Exemple de renforcement des âmes et du hourdis par «corsets» précontraints 182
Figure n° 97 : Désordres à l'about d'une poutre-caisson lors de la mise en tension des câbles ancrés à ce niveau 183
Figure n° 98 : Schéma des dispositions du projet de réparation 184
Figure n° 99 : Schéma de fissuration du hourdis inférieur du pont de Bussang dans la zone de clé 189
Figure n° 100 : Réparation d'une poussée au vide locale au pont Thinat à Orléans 190
Figure n° 101 : Suspension du hourdis du pont de Bussang 191
Figure n° 102 : Suspension du hourdis et précontrainte transversale 192
Figure n° 103 : Principe de la construction de goussets au pont de Rochefort-Montagne 193
Figure n° 104 : Solution inefficace pour équilibrer la poussée au vide au pont de Rochefort-Montagne 193
Figure n° 105 : Principe de réalisation d'une précontrainte transversale double 194
Figure n° 106 : Disposition constructive pour éviter une rupture par glissement du coin inférieur sous la plaque métallique de répartition de la précontrainte transversale additionnelle du hourdis inférieur 195
Figure n° 107 : Principe de construction de nervures transversales (réparations du pont de Châlons-en-Champagne) 195

Figure n° 108 : Principes de construction de nervures transversales bloquées sur les âmes 196
Figure n° 109 : La préparation d'une opération de réparation par l'entrepreneur..... 200
Figure n° 110 : Isolement des barres en acier inoxydable 215
Figure n° 111 : Plan d'implantation des forages, dans l'âme d'une poutre-caisson, tenant compte de la position réelle des câbles de précontrainte 255
Figure n° 112 : Exemples d'investigations permettant de positionner des câbles avec une grande précision..... 259
Figure n° 113 : Schéma de principe du scellement 273
Figure n° 114 : Schéma d'un étrier actif interne au béton d'une des âmes d'une poutre-caisson..... 276
Figure n° 115 : Phases de réalisation d'une mise en précontrainte partielle de l'âme d'une poutre..... 280
Figure n° 116 : Principe de calfeutrement des fissures et de confinement des zones à injecter 293
Figure n° 117 : Effets des variations thermiques sur la réaction d'appui..... 295
Figure n° 118 : Plan de fissuration indiquant les fissures à injecter 298
Figure n° 119 : Schéma d'une réinjection sous vide 332
Figure n° 120 : Réception par le contrôleur des produits de réparation 334
Figure n° 121 : Importance du nombre de points de mesure 347
Figure n° 122 : Enregistrements effectué lors des réparations du pont de Bayonne 350
Figure n° 123 : Enregistrement effectué lors des réparations du pont de Moulins-Lès-Metz..... 351
Figure n° 124 : Exemple d'enregistrement des déformations indiquant la réouverture d'une fissure 352
Figure n° 125 : Symboles de danger (extrait d'un document INSROPPBTP)..... 357
Figure n° 126 : Extrait d'une fiche de données de sécurité (FDS) de la société Parexlanko 362
Figure n° 127 : Guide 2000 du STRRES RELATIF à la rédaction des PAQ en réparation 368

TABLE DES PHOTOS

Photo n° 1 : Le guide LCPC-Sétra de 1996 et le guide de l'AFGC de 2003 (crédit photo AFGC, LCPC et Sétra) 39

Photo n° 2 : Différents désordres de structures en béton armé et précontraint (photomontage) 40

Photo n° 3 : Etat d'un pont non entretenu de l'est de la France (crédit photo LRPC Nancy) 43

Photo n° 4 : Déformation du profil en long d'un tablier en béton précontraint (crédit photo LRPC Toulouse) 45

Photo n° 5 : Fissures de flexion au pont du Bouc au niveau et à proximité d'une reprise de bétonnage (crédit photo D. Poineau) 46

Photo n° 6 : Fissures dues à la combinaison de la flexion et de l'effort tranchant avec les efforts d'entraînement et de diffusion dans une poutre-caisson précontrainte (crédit photo D. Poineau) 47

Photo n° 7 : Etat des câbles du pont d'Esquerchin disposés dans une encoche en extrados simplement remplie ensuite de mortier (crédit photo LRPC de Lille) 51

Photo n° 8 : Fissures d'effort tranchant dans l'âme centrale d'une poutre-caisson (crédit photo D. Poineau) 62

Photo n° 9 : Fissures combinées d'effort tranchant et de diffusion dans une poutre-caisson précontrainte (crédit photo D. Poineau) 63

Photo n° 10 : Exemple de fissure de diffusion sur un des abouts d'un pont-dalle en BHP et pourtant de classe B 80 (crédit photo D. Poineau) 66

Photo n° 11 : Ecrasement du béton sous un ancrage lors de la mise en tension d'un câble de précontrainte (crédit photo D. Poineau) 66

Photo n° 12 : Fissure combinée d'entraînement et de flexion dans une poutre-caisson précontrainte (crédit photo LRPC de Toulouse) 68

Photo n° 13 : Fissure de poussée au vide générale à la jonction entre l'âme et le hourdis inférieur (crédit photo LRPC Nancy) 69

Photo n° 14 : Poussée au vide locale due à un mauvais tracé des câbles (crédit photo D. Poineau) 72

Photo n° 15 : Poussée au vide locale due à un déplacement des câbles au bétonnage (crédit photo D. Poineau) 73

Photo n° 16 : Utilisation d'étriers actifs pour équilibrer les efforts de diffusion (crédit photo D. Poineau) 101

Photo n° 17 : Fenêtre sur une gaine en PEHD montrant un coulis blanchâtre n'ayant pas fait prise complètement (crédit photo DDE de la Réunion) . 114

Photo n° 18 : Fissures de corrosion sous tension sur le fil d'un toron (photo LRPC de l'Est Parisien)..... 114

Photo n° 19 : Procédé de stabilisation de la corrosion de câbles de précontrainte par inhibiteurs nitriles (crédit photo PMD-ATEAV Systems) 116

Photo n° 20 : Ancrages de précontrainte additionnelle transversale avant capotage (crédit photo Sétra)..... 123

Photo n° 21 : Capots masquant les blocs d'ancrage de la précontrainte transversale additionnelle du hourdis inférieur pour des raisons d'aspect et de protection (crédit photo Sétra)..... 123

Photo n° 22 : Etat de la précontrainte extérieure du pont de Can-Bia (crédit photo D. Poineau) 124

Photo n° 23 : Etat de corrosion des conduits métalliques non protégés de la précontrainte du pont de Layrac (crédit photo D. Poineau)..... 125

Photo n° 24 : Pont autoroutier de Roquemaure réparé par une précontrainte additionnelle au tracé rectiligne (crédit photo Jacques Mossot) 128

Photo n° 25 : Massifs d'ancrage d'une précontrainte transversale additionnelle rectiligne (crédit photo Freyssinet)..... 129

Photo n° 26 : Transport d'un vérin au viaduc des Canadiens (crédit photo D. Poineau) 131

Photo n° 27 : Vue générale de la gare maritime du Havre (crédit photo Association Freyssinet)..... 133

Photo n° 28 : Essai de convenance de réalisation d'un câblage bouclé au pont d'Agde (crédit photo D. Poineau) 133

Photo n° 29 : Ancrages non fixés sur la structure sur un pont de l'autoroute A4 (crédit photo D. Poineau) 134

Photo n° 30 : Coffrages de réalisation des bossages d'ancrage de groupe monotorons fixés sur la structure au pont d'Agde (crédit photo D. Poineau) 134

Photo n° 31 : Renforcement d'un VIPP du réseau ASF (crédit photo Sylvain Lopez) ... 135

Photo n° 32 : Préparation du ferraillage du massif d'ancrage du pont de Lacroix-Falgarde (crédit photo D. Poineau)..... 138

Photo n° 33 : Bossage d'ancrage métallique sur une passerelle de l'autoroute A 15 (crédit photo D. Poineau) 141

Photo n° 34 : Bossage d'ancrage au pont de Lestelle et étriers de renforcement de l'âme d'un tablier à deux nervures (crédit photo LRPC de Toulouse) 142

Table des illustrations

Photo n° 35 : Massif d'ancrage et ses tirants-butons à proximité de l'about au pont de Châlons-en-Champagne (crédit photo Sétra)..... 143

Photo n° 36 : Vue des barres de fixation sur les âmes et le hourdis inférieur du massif d'ancrage du pont de Layrac (crédit photo D. Poineau) 144

Photo n° 37 : Couche résiliente en partie haute d'un déviateur (crédit photo Sétra)... 146

Photo n° 38 : Entretoise d'ancrage en BAP du pont de Verberie sur l'autoroute A1 (crédit photo D. Poineau) 147

Photo n° 39 : Injecteurs en place le long de la reprise de bétonnage au pont de Labéraudie (crédit photo D. Poineau) 150

Photo n° 40 : Dispositif antivibratoire au pont de Labéraudie (crédit photo D. Poineau) 151

Photo n° 41 : Dispositif antivibratoire au pont du Maréchal Juin (crédit photo LRPC de Lyon) 152

Photo n° 42 : Déviateur de type bossage au pont sur l'Arve n°2 (photo LRPC) 153

Photo n° 43 : Déviateur intermédiaire au pont de Châlons- en-Champagne (crédit photo D. Poineau) 155

Photo n° 44 : Déviateur au droit d'une entretoise sur pile au pont de Châlons-en-Champagne (crédit photo Sétra)..... 155

Photo n° 45 : Tube métallique de déviation fendu au pont de Châlons-en-Champagne (crédit photo Sétra)..... 156

Photo n° 46 : Pincement de la gaine à la sortie du tube déviateur (crédit photo D. Poineau) 157

Photo n° 47 : Précontrainte transversale additionnelle du viaduc de Pré-Claou (crédit photo D. Poineau) 171

Photo n° 48 : Etriers actifs en monotorons placés symétriquement de part et d'autre des nervures hautes (crédit photo Freyssinet)..... 175

Photo n° 49 : Etriers actifs du pont de Labéraudie (crédit photo D. Poineau) 176

Photo n° 50 : Alliance de la précontrainte longitudinale et des étriers actifs (crédit photo Freyssinet) 178

Photo n° 51 : Ecrasement du béton sous les ancrages lors de la mise en tension des armatures de précontrainte lors de la construction d'un pont près de Toul (crédit photo D. Poineau) 179

Photo n° 52 : Corsets précontraints du pont de Champigny-sur-Yonne (crédit photo D. Poineau) 182

Photo n° 53 : Exemple d'éclatements du béton sous des ancrages (crédit photo D. Poineau) 185

Photo n° 54 : Fissure horizontale d'éclatement du hourdis inférieur au pont de Nemours causée par le réancrage des câbles sectionnés (crédit photo DREIF) 186

Photo n° 55 : Vue des réparations du pont de Blagnac (crédit photo D. Poineau) 187

Photo n° 56 : Nervures transversales ajoutées pour redonner l'inertie de torsion du tablier du pont de Blagnac (crédit photo D. Poineau) 188

Photo n° 57 : Dispositif de suspension du hourdis inférieur au pont de Corbeil (crédit photo D. Poineau) 192

Photo n° 58 : Risques de conflit entre les précontraintes longitudinale et transversale au pont de Châlons-en-Champagne (crédit photo Sétra) 194

Photo n° 59: Barre filetée (crédit photo Arteon) 208

Photo n° 60 : Armatures galvanisées provisoires du viaduc du Magnan (crédit photo LRPC) 209

Photo n° 61 : Conséquences de la corrosion des câbles galvanisés du pont de Vaux-sur-Seine – sur la photo sont visibles les gaines en feuillard non étanches (crédit photo D. Poineau) 209

Photo n° 62 : Coupe d'un câble constitué de torons gainés-protégés dans un conduit PEHD injecté (crédit photo LRPC) 211

Photo n° 63 : Câbles constitués de monotorons gainés-protégés libres (crédit photo LRPC) .. 212

Photo n° 64 : Unité de précontrainte en acier inoxydables avec ses bagues isolantes (crédit photo D. Poineau) 215

Photo n° 65 : Gaine classique en feuillard nervuré (crédit photo D. Poineau) 217

Photo n° 66 : Ressuage de graisse et corrosion des tubes (crédit photo D. Poineau) 218

Photo n° 67 : Conduits métalliques et vase d'expansion au pont de Bayonne (photo LRPC) 218

Photo n° 68 : Raccord entre deux tronçons d'un conduit au viaduc des Canadiens (crédit photo D. Poineau) 219

Photo n° 69 : Raccord à bride au pont de Lestelle (crédit photo D. Poineau) 220

Photo n° 70 : Manchons thermo-rétractables rompus au pont sur l'Arve II (crédit photo LRPC) 220

Photo n° 71 : Soudure au miroir au pont de Châlons-en-Champagne (crédit photo Sétra) 221

Photo n° 72 : Mise en œuvre de manchons thermo-soudables (crédit photo D. Poineau) 221

Photo n° 73 : Exemple de pincement d'un tube en polyéthylène au pont de Moulins-Lès-Metz (crédit photo D. Poineau) 222

Photo n° 74 : Ancrage fixe et mobile de bandes de matériaux composites tendues (crédit photo Sika-Suisse) 224

Photo n° 75 : Dispositif d'accès aux faces latérales du pont d'Agde (crédit photo D. Poineau) 235

Photo n° 76 : Perceuse pour carottier diamanté (crédit photo Longyear)..... 236

Photo n° 77 : Scie à disque diamanté (crédit photo Longyear)..... 236

Photo n° 78 : Exemple d'accès difficile : création d'un déviateur entre une canalisation et une entretoise d'appui en treillis au viaduc d'Oléron (crédit photo D. Poineau) 240

Photo n° 79 : Signalisation et gabarit en largeur pour empêcher le passage des poids lourds sur le pont durant les travaux de réparation (crédit photo D. Poineau) 243

Photo n° 80: Repérage des armatures passives au pachomètre (crédit photo Sétra) 253

Photo n° 81 : Source radioactive à l'intérieur d'une poutre-caisson (crédit photo Sétra)..... 254

Photo n° 82 : Embouts de protection des barres en attente (crédit photo D. Poineau) 257

Photo n° 83 : Carottage en cours pour le passage de monotorons de la précontrainte transversale (crédit photo Sétra)..... 258

Photo n° 84 : Carottage aux 4 coins avant sciage (crédit photo D. Poineau) 260

Photo n° 85 : Sciage en cours (crédit photo D. Poineau)..... 261

Photo n° 86 : Câbles sectionnés lors d'une opération de sciage mal organisée (crédit photo D. Poineau) 262

Photo n° 87 : Mise en place du ferraillage, des câbles de la précontrainte additionnelle longitudinale et des platines des tirants-butons (crédit photo Sétra)..... 264

Photo n° 88 : Ferraillage du massif d'ancrage terminé avec ses tirants-butons (crédit photo Sétra)..... 265

Photo n° 89 : Joint de retrait au viaduc d'Oléron (crédit photo D. Poineau) 265

Photo n° 90 : Coffrages en place juste avant le bétonnage par des ouvertures pratiquées dans le hourdis supérieur (crédit photo Sétra)..... 266

Photo n° 91 : Bétonnage en cours depuis la surface du tablier (crédit photo Sétra) .. 266

Photo n° 92 : Fissure au niveau d'une reprise de bétonnage due aux vibrations (crédit photo D. Poineau) 267

Photo n° 93 : Dispositif d'injection d'une reprise de bétonnage (crédit photo D. Poineau) 267

Photo n° 94 : Vibration en cours par les fenêtres prévues dans les coffrages (crédit photo Sétra) 268

Photo n° 95 : Barres de serrage du massif d'ancrage vue de l'extérieur du tablier (crédit photo Sétra) 268

Photo n° 96 : Capteurs de force équipant deux barres de précontrainte au viaduc d'Oléron (crédit photo D. Poineau) 269

Photo n° 97 : Armatures de clouage du serrage d'un massif d'ancrage au pont de Verberie (crédit photo D. Poineau) 270

Photo n° 98 : Déviateur terminé et supports provisoire des conduits (crédit photo Sétra) 270

Photo n° 99 : Déviateur au viaduc d'Oléron (crédit photo D. Poineau) 271

Photo n° 100 : Déviateur préfabriqué en béton (crédit photo LRPC) 272

Photo n° 101 : Déviateur entièrement métallique au pont de Bellevue (crédit photo Jean-Luc Martin DDE 44) 273

Photo n° 102 : Organes de déviation scellés au droit d'une entretoise sur pile (crédit photo Sétra) 274

Photo n° 103 : Déviateurs proches du type b3 (crédit photo Freyssinet) 274

Photo n° 104 : Etriers actifs extérieurs au béton de l'âme des poutres sous forme de monotorons gainés-protégés (crédit photo Freyssinet) 276

Photo n° 105 : Mise en place d'une pièce de déviation sous le talon d'une poutre (crédit photo Freyssinet) 277

Photo n° 106 : Mise en tension d'une barre nervurée avec enregistrement de la pression au vérin et des allongements (crédit photo LRPC) 278

Photo n° 107 : Mise en tension d'étriers à base de monotorons gainés-protégés (crédit photo Freyssinet) 279

Photo n° 108 : Réparation de la chape d'étanchéité (crédit photo LRPC) 279

Photo n° 109 : Croisement des précontraintes additionnelles longitudinale et transversale (crédit photo Sétra) 282

Photo n° 110 : Début de la mise en place d'une plaque de répartition avec sa bande résiliente (crédit photo Sétra) 282

Photo n° 111 : Mise en tension des monotorons par couple de deux (crédit photo Sétra) 284

Photo n° 112 : Précontrainte transversale du hourdis inférieur terminée au pont de Châlons-en-Champagne (crédit photo Sétra) 284

Photo n° 113 : Supports des conduits métalliques et vase d'expansion pour une injection à la graisse (crédit photo LRPC) 287

Photo n° 114 : Support de gaines en PEHD (crédit photo Sétra) 287

Photo n° 115 : Dispositif d'enfilage à l'extérieur du tablier (crédit photo Sétra) 288

Photo n° 116 : Dispositif d'enfilage à l'intérieur du tablier (crédit photo Sétra) 289

Photo n° 117 : Détail de l'enfilage du monotoron gainé-protégé dans l'ancrage et le conduit (crédit photo Sétra) 289

Photo n° 118 : Galvanisation et toron endommagés lors de la mise en place du toron (crédit photo LRPC) 290

Photo n° 119 : Gouttière pour empêcher le frottement sur le béton d'un monotoron gainé protégé (crédit photo D. Poineau) 290

Photo n° 120 : Monotoron gainé-protégé quasiment «épluché» lors de sa mise en place (crédit photo D. Poineau) 291

Photo n° 121 : Déviateur de type «barillet» (crédit photo CITRA) 291

Photo n° 122 : Détail du déviateur «barillet» et des gainettes de protection en PEHD (crédit photo D. Poineau) 292

Photo n° 123 : Dispositif de liaison qui sert également de dispositif antivibratoire (crédit photo D. Poineau) 292

Photo n° 124 : Fuite de résine (crédit photo D. Poineau) 294

Photo n° 125 : Couple jauge - Capteur (crédit photo D. Poineau) 296

Photo n° 126 : Travaux d'injection en cours (crédit photo Parexlanko) 299

Photo n° 127 : Fissures prêtes à être injectées et jauges et capteurs opérationnels (crédit photo LRPC) 299

Photo n° 128 : Injection en cours (crédit photo Sétra) 300

Photo n° 129 : Dispositif de levage et de manutention d'un vérin pendant les réparations du pont de Blagnac (crédit photo D. Poineau) 302

Photo n° 130 : Obstacle difficile à franchir pour le matériel même si l'accès est sécurisé pour le personnel (crédit photo D. Poineau) 303

Photo n° 131 : Manutention d'un vérin lors des réparations du viaduc des Canadiens sur l'Autoroute A 4 près de Paris (crédit photo D. Poineau) 303

Photo n° 132 : Mise en tension de monotorons gainés–protégés lors des réparations du pont de Corbeil (crédit photo D. Poineau) 304

Photo n° 133 : Dispositif antivibratoire non correctement protégé contre la corrosion (crédit photo D. Poineau) 305

Photo n° 134 : Dispositif antivibratoire au pont de Labéraudie (crédit photo D. Poineau) 305

Photo n° 135 : Panneau apposé au viaduc de la Darse sur les câbles de la précontrainte additionnelle (crédit phot D. Poineau) 306

Photo n° 136 : Capots de protection en place au viaduc de Verberie (crédit photo D. Poineau) 307

Photo n° 137 : Câbles galvanisés rompus par corrosion au pont de Vaux-sur-Seine - Les liens réduisent les risques de fouettement (crédit photo D. Poineau) 317

Photo n° 138 : Câble rompu par corrosion au viaduc de Val Durance (crédit photo D. Poineau) 318

Photo n° 139 : Premiers essais d'un dispositif d'absorption d'énergie au LRPC de Nantes (crédit photo D. Poineau)..... 319

Photo n° 140 : Extraction d'un tronçon de câble au viaduc de Val Durance (crédit photo D. Poineau) 320

Photo n° 141 : Enchevêtrement des câbles sectionnés au viaduc de Val Durance (crédit photo D. Poineau) 321

Photo n° 142 : Ancrages ayant giclés hors de leur trompette d'ancrage (crédit photo D. Poineau) 321

Photo n° 143 : Désordres sur un déviateur causés par les organes de déviation de type b3 (crédit photo D. Poineau) 322

Photo n° 144 : Renforcement provisoire du viaduc de Val Durance par une précontrainte extérieure (crédit photo D. Poineau)..... 322

Photo n° 145 : Lors du démontage du pont de Nemours, le réancrage des câbles a provoqué le fendage du hourdis (crédit photo Sétra)..... 323

Photo n° 146 : Equipage mobile de déconstruction (crédit photo D. Poineau) 326

Photo n° 147 : Découpe des câbles de fléau (crédit photo D. Poineau) 326

Photo n° 148 : Destruction d'un voussoir à la pince à béton (crédit photo D. Poineau) 327

Photo n° 149 : Contrôle en cours de la tension sur des barres en acier inoxydable lors des réparations du pont de Labéraudie (crédit photo D. Poineau) . 344

Photo n° 150 : Courbe donnant la tension dans la barre en Y et les déplacements en X (crédit photo D. Poineau)..... 344

Photo n° 151 : Capteur de déplacement placé à cheval sur une fissure (crédit photo D. Poineau) 348

Photo n° 152 : Dispositifs de mesures pour le contrôle de travaux de réparations (crédit photo Sétra)..... 348

Photo n° 153 : Copie d'écran lors des réparations du pont de Châlons-en-Champagne (crédit photo D. Poineau) 349

Photo n° 154 : Equipements de protection individuelle (crédit photo D. Poineau)..... 359

LISTE DES TABLEAUX

Tableau n° 1 : Liste comparative des principaux sigles utilisés pour les produits de réparation à base de liants hydrauliques et organiques en France et en Europe 23

Tableau n° 2 : Partie extraite du tableau n°1 a) de la norme EN 1504-5..... 35

Tableau n° 3 : Réactions d'appui et moments calculés et mesurés lors de l'expertise technique du pont de Chazey..... 53

Tableau n° 4 122

Tableau n° 5 : Mesures des périodes fondamentales de vibration des câbles extérieurs et des deux tabliers de ponts renforcés 152

Tableau n° 6 : Valeurs de coefficients de frottement en fonction du traitement de la surface de reprise..... 161

Tableau n° 7 : Résultats d'essais du LCPC relatifs aux coefficients de frottement 161

Tableau n° 8 : Autre résultat d'essai du LCPC relatif aux coefficients de frottement ... 162

Tableau n° 9 : Résultats de mesures de coefficients de frottement effectués par Freyssinet 162

Tableau n° 10 : Autres résultats de mesures de coefficients de frottement effectués par Freyssinet 163

Tableau n° 11 : Résultats d'essais de mise en tension de barres très courtes effectués au LCPC 164

Tableau n° 12 : Valeur du coefficient K = Np/Pm en fonction de celle du coefficient de frottement..... 166

Tableau n° 13 : Caractéristiques mécaniques de barres en acier inoxydable utilisées comme armatures de précontrainte 214

Tableau n° 14 : Diamètres extérieur des unités de précontrainte utilisées couramment lors des réparations..... 217

Tableau n° 15 : Liste des points sensibles, critiques et d'arrêt, relative à une opération réparation et/ou renforcement par précontrainte additionnelle 370

Réparation et renforcement des structures

Annexe 1

STRRES
NOTRE TALENT DÉFIE LE TEMPS

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS
SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

I Retour au sommaire I

1 Les normes

1.1 Les normes
1.2 Normes et documents connexes relatifs à la protection et à la réparation des structures en béton

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Quelques-unes des normes nécessaires pour la rédaction de la collection des guides du STRRES

1.1.1 RÉGLEMENTATION EUROPÉENNE DES PRODUITS DE CONSTRUCTION

Le site de la Directive Produits de Construction est consultable en tapant l'adresse : www.dpcnet.org.

> Ce site donne les textes des différents documents européens parus et la liste des documents à paraître :

- différentes directives ;
- mandats CEN ;
- mandats EOTA ;
- arrêtés ;
- avis ;
- normes harmonisées ;
- guides d'agrément technique européen ;
- projets de normes et d'agréments techniques ;
- une foire aux questions (FAQ)…

1.1.2 L'ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION

SITE DE L'AFNOR : pour se rendre sur le portail de l'AFNOR, taper : «wwww.boutique.afnor.fr», puis, dans **l'onglet** relatif **aux normes et produits d'édition,** cliquer sur la touche **«accéder à la boutique».**

> Ici, deux solutions sont possibles :

- Si on connaît l'intitulé d'une norme, il suffit de le taper dans le cadre et de cliquer sur le bouton «envoyer» après avoir sélectionné **la catégorie du document** «normes françaises ou européennes». Par exemple :
  - pour obtenir la norme française NF P18-810, il faut taper NF P18-810 ou P18-810 ou 18-810,
  - pour obtenir la norme européenne transposée en norme française NF EN 1504-10, il faut taper NF EN 1504-10 ou 1504-10, voire 1504_** pour obtenir toute la série de 1 à 10 ;

1.1 Généralités

Attention, *le texte de la norme n'est pas consultable : on trouve, au mieux, le titre, l'objet de la norme et son sommaire. De plus, si la norme a été supprimée, la recherche ne peut aboutir, il faut appeler* ***l'AFNOR*** *par téléphone.*

> Si on ne connaît pas l'intitulé de la norme, il faut cliquer sur «recherche avancée». Cinq cadres apparaissent :

- le premier n'a pas d'intérêt puisqu'il exige la référence exacte de la norme,
- le second permet de rentrer **des mots clefs.** Par exemple : «béton, béton armé, béton banché…»,
- le troisième permet de rentrer **le code ICS,** c'est-à-dire **la famille de la norme cherchée.** Par exemple : le numéro 93 concerne les normes du génie civil,
- le quatrième permet de rentrer, soit **la date exacte** de parution de la norme recherchée, soit la période pendant laquelle elle est parue,
- le dernier concerne **la catégorie** à laquelle appartient la norme recherchée. Par exemple : normes françaises et européennes, normes ISO…

Le moteur de recherche donne aussi accès aux règlements des différentes **marques NF** (par exemple, la marque NF relative aux produits spéciaux utilisés en réparation) ainsi qu'à la liste des produits admis à la marque et à celle de leurs fabricants.

REMARQUE : *L'AFNOR attribue aux normes nationales un* ***indice de classement*** *dont le numéro est le même que celui de la norme (par exemple, la norme NF T 30-800 a pour indice de classement T 30-800). Il n'en est pas de même pour les normes européennes ou internationales homologuées en normes françaises (par exemple, la norme NF EN 1504-10 a pour indice de classement P18-901-10).*

1.2.1 INCIDENCES DE LA NORMALISATION EUROPÉENNE

L'état d'avancement incomplet de **la normalisation européenne sur les produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton** ne permet pas encore actuellement d'y faire totalement référence. Cependant, les **normes européennes** de la série **NF EN 1504-**** se sont substituées **en grande partie**[31] aux normes françaises de la série **P 18-8**** en vigueur. Il en a été tenu compte et elles figurent dans les tableaux ci-après avec l'échéancier correspondant.

Normalement, depuis le 1er janvier 2009, les produits visés par les normes **NF EN 1504-2 à 5** doivent être marqués CE. Ceux qui relèvent des normes **NF EN 1504-6 et 7** le sont depuis 2010.

1.2.2 NORMES EUROPÉENNES DE LA SÉRIE 1504-**

> Les normes européennes de la série 1504- qui sont transposées en normes française comprennent :**

- une norme consacrée aux définitions :
  - **NF EN 1504-1 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 1 : Définitions ;
- six normes produits et systèmes de produits :
  - **NF EN 1504-2 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 2 : systèmes de protection de surface pour le béton,
  - **NF EN 1504-3 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 3 : réparation structurale et non structurale,
  - **NF EN 1504-4 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 4 : collage structural,
  - **NF EN 1504-5 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 5 : produits et systèmes d'injection du béton,
  - **NF EN 1504-6 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 6 : ancrage de barres d'acier d'armatures,
  - **NF EN 1504-7 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 7 : protection contre la corrosion des armatures ;

[31] *Par exemple, la norme **NF EN 1504-6** ne traite pas des produits de calage. Les normes **XP P 18-821** et **XP P 18-822** restent donc en partie applicables. Elles vont être amendées.*

- une norme consacrée aux contrôles en usine :

  - **NF EN 1504-8 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 8 : Contrôle qualité et évaluation de la conformité ;

- une norme explicitant la méthodologie à suivre lors d'une opération de protection, de réparation et/ou du renforcement d'une structure en béton :

  - **NF EN 1504-9 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 9 : Principes généraux d'utilisation des produits et systèmes ;

- une norme consacrée à la mise en œuvre sur le chantier et au contrôle qualité :

  - **NF EN 1504-10 :** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité – Partie 10 : application sur site des produits et systèmes et contrôle de la qualité des travaux ;

Cette série de normes fait l'objet **du mandat de la Communauté Européenne M/128,** qui établit les conditions **du marquage CE** imposé par la Directive Produits de Construction (89/106/CE). Ces normes, pour la plupart, ont le statut de normes harmonisées (voir le site www.dpcnet.org/scr qui donne la liste des normes harmonisées).

Ces diverses normes de la série 1**504-**** renvoient en tant que de besoin à des normes d'essai EN-ISO ou EN. Ces normes d'essais remplacent mais, en partie seulement, les normes d'essais de la série **P 18-8****. En effet, certaines normes françaises d'essais n'ont pas d'équivalent à l'échelon européen (voir le tableau ci-après).

NOTE : *la mise en application des normes produits et systèmes est facilitée par la norme* ***NF EN 1504-10*** *qui traite de la mise en œuvre des produits et systèmes ainsi que des contrôles d'exécution. Cependant, cette norme ne traite pas du nombre des essais, des épreuves d'étude et de convenance. De plus, les exigences en matière de contrôle de réception des produits sont réduites au minimum (il n'y a aucun prélèvement conservatoire ni d'essai d'identification)…*

Les développements du présent ***guide FABEM 8,*** *mais aussi ceux des autres* ***guides FABEM*** *auxquels il renvoie, complètent, en tant que de besoin, les normes européennes.*

NOTA IMPORTANT : *dans les différents tableaux qui suivent, les normes citées dans le* ***guide FABEM 8*** *apparaissent dans les cases de* ***couleur verte.*** *Attention cependant, toutes les normes visées dans une norme particulière ne figurent pas forcément dans les tableaux ci-après.*

1.2.3 NORMES FRANÇAISES

1.2.3.1 Généralités

> Il s'agit :

- des normes d'exécution de la série **NF P 95-10*** sur la réparation et le renforcement des structures en béton et en maçonnerie listées par le tableau 1 ci-après ;
- des normes françaises homologuées ou expérimentales et des fascicules de documentation de la série **P 18-8**** encore en vigueur et relatifs aux produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique listés dans le tableau 2 ci-après ;
- des fascicules de documentation, des guides d'emploi et des normes d'origine française et listés dans les tableaux 3 et 4 ci-après ;
- des fascicules de documentation, guides d'emploi d'origine européenne et des normes européennes relatives aux matériaux, produits et essais, qui ont été transposées en normes françaises. Ils sont listés dans les tableaux 5 et 6 ci-après ;
- des normes ISO et des normes ISO transposées en normes européennes et françaises listées dans le tableau 7 ci-après ;
- des Eurocodes listée dans le tableau 8 ci-après ;
- des marques NF ;
- des fascicules du CCTG ainsi que des directives, guides, recommandations et documents divers qui sont listés dans les tableaux 9, 10 et 11 ci-après.

Les normes qui doivent être disponibles sur le chantier sont celles qui concernent le marché et/ou les travaux et/ou les contrôles imposés par **le marché.** La colonne observations indique le domaine d'emploi de chaque norme et d'autres remarques.

1.2.3.2 Normes de la série P 95-10*

> Ces normes françaises des années 90, mais dont certaines ont été révisées ou sont en cours de révision, traitent les techniques de réparation. Il s'agit des normes :

- **NF P 95-101** qui traite de la reprise des bétons dégradés superficiellement (en révision) ;
- **NF P 95-102** qui traite du béton projeté (la projection étant une des techniques de mise en œuvre des mortiers et bétons lors d'une réparation ou d'un renforcement) ;

- **NF P 95-103** qui traite de l'injection, du calfeutrement et du pontage des fissures ainsi que de la protection du béton (en révision) ;
- **NF P 95-104** qui traite de la précontrainte additionnelle.

NOTA : ***les normes NF P 95-101 et NF P 95-103,*** *qui sont obsolètes, contiennent cependant des dispositions qui n'apparaissent pas dans la norme NF EN 1504-10 (comme la notion d'épreuves d'étude et de convenance…).*

> ***Note :*** *dans les tableaux ci-après les cases des normes citées dans le guide sont tramées en vert clair.*

Type de norme	Norme	Date de publication	Observations
De spécifications, de travaux et de contrôles	***«Rév»*** NF P 95-101 : Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie – Reprise du béton dégradé superficiellement – Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés.	Novembre 1993	Marchés, travaux et contrôles
	NF P 95-102 : Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie – Béton projeté – Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés.	Avril 2002	
De spécifications, de travaux et de contrôles	***«Rév»*** NF P 95-103 : Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie - Traitement des fissures et protection du béton – Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés.	Juin 1993	Marchés, travaux et contrôles
	NF P 95-104 : Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie - Spécifications relatives à la technique de précontrainte additionnelle.	Décembre 1992 (en grande partie obsolète)	

Tableau n° 1 : normes de la série NF P 95-1**

1.2.3.3 Normes de la série P18-8** relatives aux produits de réparation pour béton

La plupart des normes et fascicules de documentation de cette série ont été supprimés, celles et ceux qui n'ont pas d'équivalence européenne restent en vigueur. Elles figurent dans le tableau ci-après.

NOTE : *la marque* ***«Rév»*** *indique les normes en cours de révision.*

Les normes conservées sont incorporées dans le nouveau référentiel de **la Marque NF-produits spéciaux destinées aux constructions en béton hydraulique (règlement NF 030).**

Type de norme	Normes de produits et d'essais	Date de publication	Observations
De spécifications	NF P 18-807 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits à base de liants hydrauliques ou de résines synthétiques - Perte au feu à + 450 degrés Celsius et teneur en cendres à + 950 degrés Celsius.	Novembre 1989	Marchés et contrôles
	XP P 18-808 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits à base de liants hydrauliques ou de résines synthétiques - Analyse minéralogique et composition potentielle selon Bogue.	Avril 1993	
	NF P 18-810 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits à base de liants hydrauliques ou de résines synthétiques - Détermination de la Durée Pratique d'Utilisation (DPU).	Septembre 1989 (2)	
	XP P 18-811 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits à base de liants hydrauliques ou de résines synthétiques - Préparation d'un échantillon pour essai.	Octobre 1992	
Produits de calage et de scellement			
De spécifications	**«Rév»** XP P 18-821 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits de calage et de scellement à base de liants hydrauliques – Caractères normalisés et garantis.	Septembre 1993	Marchés et contrôles
	«Rév» XP P 18-822 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits de calage et de scellement à base de résines synthétiques – Caractères normalisés et garantis.	Septembre 1993	
De conception	**«Rév»** FD P 18-823 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits de scellement à base de liants hydrauliques ou de résines synthétiques – Recommandations pour le dimensionnement des scellements de barres d'armature dans le béton.	Juin 2004 (mise à jour vis-à-vis de l'EC 2 - Voir le **guide FABEM 7)**	Marchés, travaux et contrôles
De performances (1)	XP P 18-832 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits de calage à base de liants hydrauliques - Essai d'aptitude à la mise en place.	Octobre 1992	
	XP P 18-833 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits de calage à base de résines de synthèse - Essai d'aptitude à la mise en place.	Octobre 1992	
	XP P 18-834 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits de calage à base de liants hydrauliques – Essai de ressuage en milieu confiné.	Octobre 1992	
	XP P 18-835 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits de calage à base de résines de synthèse – Essai de fluage en compression à + 23 degrés Celsius et + 70 degrés Celsius.	Avril 1993	
	XP P 18-837 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits de calage et/ou scellement à base de résines synthétiques – Essai de tenue à l'eau de mer et/ou à l'eau à haute teneur en sulfate.	Avril 1993	

Type de norme	Normes de produits et d'essais	Date de publication	Observations
Produits de réparation de surface			
De performances (1)	XP P 18-851 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits ou systèmes de produits à base de résines synthétiques ou de liants hydrauliques destinés aux réparations de surface du béton durci – Essai de flexion sur éprouvette évidée et reconstituée.	Novembre 1992	contrôles
	XP P 18-852 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits ou systèmes de produits à base de résines synthétiques ou de liants hydrauliques destinés aux réparations de surface du béton durci – Essai d'adhérence par traction sur dalle support à surface sciée.	Avril 1993	
	XP P 18-855 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits ou systèmes de produits à base de résines synthétiques ou de liants hydrauliques destinés aux réparations de surface du béton durci – Essai de perméabilité aux liquides sur éprouvettes à surface sciée.	Novembre 1992	
	XP P 18-856 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits ou systèmes de produits à base de résines synthétiques ou de liants hydrauliques destinés aux réparations de surface du béton durci – Essai de tenue aux rayonnements ultraviolets.	Avril 1993	
Produits de collage			
De performances (1)	XP P 18-871 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits pour collage structural entre deux éléments de béton – Essai de traction directe sur cylindre scié et reconstitué.	Décembre 1993	contrôles
	XP P 18-874 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits pour collage structural entre deux éléments de béton – Essai de détermination du temps limite d'assemblage.	Juillet 1989	
Produits d'injection			
De performances (1)	XP P 18-893 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits à base de résines synthétiques pour injection dans des structures en béton - Essai de fragilité au choc.	Octobre 1992	contrôles
	XP P 18-894 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits à base de résines synthétiques ou de liants hydrauliques pour injection dans des structures en béton - Essai d'adhérence avec ou sans cycles thermiques.	Juillet 1993	
	XP P 18-895 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits à base de résines synthétiques ou de liants hydrauliques pour injection dans des structures en béton - Essai de vieillissement de l'adhérence par fatigue mécanique.	Juillet 1993	
	XP P 18-896 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits à base de résines synthétiques pour injection dans des structures en béton - Essai de retrait de polymérisation.	Avril 1993	
	XP P 18-897 : Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique – Produits à base de résines synthétiques pour injection dans des structures en béton - Essai de tenue de l'adhérence sous circulation d'eau.	Novembre 1994	

Tableau n° 2 : normes de la série P 18-8** encore en vigueur

NOTA : *(1) les essais de performance servent également à la sélection des produits.*

NOTA : *(2) les normes de la série NF EN 1504-** utilisent divers termes qui recouvrent en fait la mesure en laboratoire de la* ***durée de vie en pot*** *d'un produit après mélange effectué sur une quantité fixée et pour des températures définies dans un but d'identification de ce produit. Ces divers termes dont certains correspondent à des divergences de traduction sont les suivants : le "délai maximal d'utilisation", la "durée de vie en pot", le "délai d'utilisation", la "durée pratique d'utilisation", le "temps d'utilisation", le "temps ouvert".*

Sur un chantier, le temps d'utilisation réel d'un produit peut être estimé lors des essais de convenance sous réserve que les conditions hygrothermiques du support et ambiantes et que les quantités de produits mélangés restent les même pendant toute la durée de leur mise en œuvre.

1.2.3.4 Textes français (fascicules de documentation, guides d'emploi et normes) relatifs aux réparations des bétons

1.2.3.4.1 Fascicules de documentation et guides d'emploi

Type de document	Fascicules de documentation et guides	Date de publication	Observations
Aciers inoxydables			
De spécifications et de contrôles	FD A 35-570 : Nuances françaises d'aciers inoxydables ne figurant pas dans l'EN10088 parties 1 et 2	Novembre 1996	Marchés, travaux et contrôles
	FD A 35-585 : Produits sidérurgiques – Aciers inoxydables – Récapitulatif des nuances normalisées.	Octobre 1991	
	FD A 35-586 : codification des aciers inoxydables français normalisés.	Octobre 1981	
	FD A 35-602 : Produits sidérurgiques – Aciers inoxydables – Comparaison des nuances normalisées françaises, allemandes, américaines, anglaises, japonaises et suédoises.	Décembre 1991	

Tableau n° 3 : fascicules de documentation et guides

1.2.3.4.2 Normes de produit et matériaux

Type de norme	Normes de produits et matériaux	Date de publication	Observations
Normes aciers de construction			Voir aussi les normes européennes.
De spécifications et de contrôles	NF A 35-503 : Produits sidérurgiques – Exigences pour la galvanisation à chaud d'éléments en acier.	Juin 2008	Marchés, travaux et contrôles
Normes armatures de béton armé			Voir aussi les normes européennes.
De spécifications et de contrôles	NF A 09-202 : Essais non destructifs – Principes généraux de l'examen radiologique, avec l'aide de rayons X et gamma, des matériaux béton, béton armé et béton précontraint.	Décembre 1999	Marchés, travaux et contrôles
Normes armatures de béton armé			
De spécifications et de contrôles	NF A 35-035 : Produits en acier - Fils lisses et torons de précontrainte à 7 fils revêtus par immersion à chaud de zinc ou d'alliage zinc-aluminium.	Février 2001	Marchés, travaux et contrôles
	XP A 35-037-1 : Produits en acier à haute résistance protégés gainés – Partie 1 : prescriptions générales.	Mai 2003	
	XP A 35-037-2 : Produits en acier à haute résistance protégés gainés – Partie 2 : prescriptions spécifiques aux torons gainés protégés coulissants (type P).	Mai 2003	
	XP A 35-037-3 : Produits en acier à haute résistance protégés gainés – Partie 3 : prescriptions spécifiques aux torons gainés protégés adhérents (type SC).	Mai 2003	
	XP A 35-045-1 : Produits en acier – Armatures de précontrainte – Partie 1 : prescriptions générales.	Février 2000	
	XP A 35-045-2 : Produits en acier – Armatures de précontrainte – Partie 2: fils.	Février 2000	
	XP A 35-045-3 : Produits en acier – Armatures de précontrainte – Partie 3 : torons.	Février 2000	
Normes aciers inoxydables			
De spécifications et de contrôles	NF A 45-110 : Barres et fils en aciers inoxydables et réfractaires – Tolérances de laminage.	Septembre 1983	Marchés, travaux et contrôles
Normes filetage			
	NF E 03-611 : filetage trapézoïdal asymétrique d'angles 3° et 45° «dit d'artillerie» - Profil de base – Dimension et tolérance.	Avril 2007	
De spécifications et de contrôles	NF E 03-612 : filetage trapézoïdal asymétrique d'angles 3° et 45° «dit d'artillerie» - Vérification par calibre à limite	Avril 2007	Marchés, travaux et contrôles

Tableau n° 4 : normes françaises de produits et matériaux

1.2.3.5 Textes d'origine européenne (fascicules de documentation, guides d'emploi et normes) relatifs aux réparations des bétons

1.2.3.5.1 Normes de produits, matériaux, fabrication et d'exécution

Type de norme	Normes de produits, de matériaux, de fabrication et d'exécution	Date de publication	Observations
Normes bétons			
De spécifications, de fabrication et de contrôles	NF EN 206-1 : Béton - Partie 1 : spécification, performances, production et conformité.	Avril 2004	Marchés, travaux et contrôles
Normes armatures de précontrainte			
De spécifications, de fabrication et de contrôles	Pr NF EN 10138-1 : Armatures de précontrainte – Partie 1 : prescriptions générales.	Janvier 2001	Marchés, travaux et contrôles
	Pr NF EN 10138-2 : Armatures de précontrainte – Partie 2 : fils.	Janvier 2001	
	Pr NF EN 10138-3 : Armatures de précontrainte – Partie 3 : torons.	Janvier 2001	
	Pr NF EN 10138-4 : Armatures de précontrainte – Partie 4 : barres.	Janvier 2001	
Normes conduits et gaines en acier			
De spécifications, de fabrication et de contrôles	NF EN 523 : Gaines en feuillard d'acier pour câbles de précontrainte – Terminologie, prescriptions, contrôle de qualité.	Janvier 2004	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN524-1 : Gaines en feuillard d'acier pour câbles de précontrainte – Partie 1 : détermination de la forme et des dimensions.	Août 1997	
	NF EN524-2 : Gaines en feuillard d'acier pour câbles de précontrainte – Partie 2 : détermination du comportement à la flexion.	Août 1997	
	NF EN524-3 : Gaines en feuillard d'acier pour câbles de précontrainte – Partie 3 : essai de flexion dans les deux sens.	Août 1997	
	NF EN524-4 : Gaines en feuillard d'acier pour câbles de précontrainte – Partie 4 : détermination de la résistance aux charges latérales.	Août 1997	
	NF EN524-5 : Gaines en feuillard d'acier pour câbles de précontrainte – Partie 5 : détermination de la résistance à la traction.	Août 1997	
	NF EN524-6 : Gaines en feuillard d'acier pour câbles de précontrainte – Partie 6 : détermination de l'étanchéité (détermination des pertes en eau).	Août 1997	
	NF EN 10216-1 et 1/A1 : Tubes sans soudure en acier pour service sous pression – conditions techniques de livraison – Partie 1 : tubes en acier non allié avec caractéristiques spécifiées à température ambiante.	Décembre 2002 / Octobre 2004	
	NF EN 10217-1 : Tubes sans soudure en acier pour service sous pression – conditions techniques de livraison – Partie 1 : tubes en acier non allié avec caractéristiques spécifiées à température ambiante.	Décembre 2002	
	NF EN 10219-1 : Profils creux pour la construction formés à froid en acier de construction non alliés à grains fins – Partie 1 : conditions techniques de livraison.	Août 2006	

1.2 Normes et documents connexes relatifs à la protection et à la réparation des structures en béton

Type de norme	Normes de produits, de matériaux, de fabrication et d'exécution	Date de publication	Observations
Normes conduits et gaines en acier			
De spécifications, de fabrication et de contrôles	NF EN 10219-2 : Profils creux pour la construction formés à froid en acier de construction non alliés à grains fins – Partie 2 : tolérances, dimensions et caractéristiques du profil.	Août 2006	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 10305-1 : Tubes de précision en acier – Conditions techniques de livraison – Partie 1 : tubes sans soudure étirés à froid.	Juillet 2010	
	NF EN 10305-2 : Tubes de précision en acier – Conditions techniques de livraison – Partie 2 : tubes soudés étirés à froid.	Juillet 2010	
	NF EN 10305-3 : Tubes de précision en acier – Conditions techniques de livraison – Partie 3 : tubes soudés calibrés à froid.	Juillet 2010	
	NF EN 10305-4 : Tubes de précision en acier – Conditions techniques de livraison – Partie 4 : tubes sans soudure étirés à froid pour circuits hydrauliques et pneumatiques.	Juillet 2010	
	NF EN 10305-6 : Tubes de précision en acier – Conditions techniques de livraison – Partie 6 : tubes soudés étirés à froid pour circuits hydrauliques et pneumatiques.	Novembre 2005	
	Normes conduits et gaines en PE		
	NF EN 12201-1 : Systèmes de canalisations en plastiques pour alimentation en eau – Polyéthylène (PE) – Partie 1 : généralités.	Septembre 2003	
	NF EN 12201-2 : Systèmes de canalisations en plastiques pour alimentation en eau – Polyéthylène (PE) – Partie 2 : tubes.	Septembre 2003	
	NF EN 12201-3 : Systèmes de canalisations en plastiques pour alimentation en eau – Polyéthylène (PE) – Partie 3 : raccords.	Septembre 2003	
	NF EN 12201-5 : Systèmes de canalisations en plastiques pour alimentation en eau – Polyéthylène (PE) – Partie 5 : aptitude à l'emploi du système.	Septembre 2003	
Normes aciers inoxydables			
De spécifications, de fabrication et de contrôles	NF EN 10020 : Définition et classification des nuances d'acier.	Septembre 2000	Marchés, travaux et contrôles
	NF EN 10088-1 : Aciers inoxydables – Partie 1 : liste des aciers inoxydables.	Septembre 2005	
	NF EN 10088-3 : Aciers inoxydables – Partie 3 : conditions techniques de livraison des demi-produits, barres, fils machine, fils tréfilés, profils et produits transformés à froid en acier résistant à la corrosion pour usage général.	Septembre 2005	
	NF EN 10088-5 : Aciers inoxydables – Partie 5 : conditions techniques de livraison pour les barres, fils tréfilés, profils et produits transformés à froid en acier résistant à la corrosion pour usage de construction.	Juillet 2009	
Norme exécution des ouvrages en béton			
De travaux et de contrôles	PR NF EN 13670-1 : Exécution des ouvrages en béton – Partie 1 : tronc commun et document d'application nationale.	Novembre 2002 Norme non-opérationnelle (se reporter au fascicule 65 du CCTG)	Marchés, travaux et contrôles
	CEN Workshop agreement n°14646 : mise en œuvre de la précontrainte	Janvier 2003	
Normes béton projeté			
De spécifications et de contrôles	NF EN 14487-1 : Béton projeté – Partie 2 : définition, spécification et conformité.	Mars 2006	Marchés, travaux et contrôles
De travaux et de contrôles	NF EN 14487-2 : Béton projeté – Partie 1 : exécution.	Août 2007	

Tableau n° 5 : documents européens et internationaux

1.2.3.5.2 Normes d'identification et d'essai

Type de norme	Normes d'identification et d'essai	Date de publication	Observations
Normes produits de réparation			
	NF EN 12618-3 : Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton - Méthodes d'essais – Partie 3 : détermination de l'adhérence – Méthode par cisaillement oblique.	Avril 2005	

Tableau n° 6 : normes d'identification et d'essai

NOTE : *(1) les essais de performance servent également à la sélection des produits.*

1.2.4 AGRÉMENTS TECHNIQUES EUROPÉENS

Le règlement **«ETAG 001»** : metal anchors for use in concrete (august 2003) traite des chevilles d'ancrage métalliques pour le béton. Sa partie 5 concerne les chevilles scellées au moyen de mortiers de scellement y compris le scellement de barres de béton armé.

Le règlement **«ETAG 13»** : post-tensioning systems for prestressing of structures traite des procédés de précontrainte (voie aussi l'ASQPE).

Les ATE en vigueur sont consultables sur le site www.dpcnet.org.

1.2.5 NORMES ISO DE PRODUITS, DE MATÉRIAUX ET D'ESSAIS

Type de norme	Normes de produits, de matériaux, de fabrication et d'exécution	Date de publication	Observations
Normes d'essais			
	NF EN ISO 868 : Plastiques et ébonite – Détermination de la dureté par pénétration au moyen d'un duromètre (dureté Shore).	Mars 2003	
	NF EN ISO 1461 : Revêtements par galvanisation à chaud sur produits finis ferreux – Spécifications et méthodes d'essai.	Juillet 2009	
	NF EN ISO 2808 : Peintures et vernis – détermination de l'épaisseur du feuil.	Avril 2007	
	NF EN ISO 8501-1 : préparation des subjectiles en acier avant application de peinture et produits assimilés – Partie 1 : degrés de rouille et degrés de préparation des subjectiles d'acier non recouverts et des subjectiles d'acier après décapage sur toute la surface des revêtements précédents.	Septembre 2007	
	NF EN ISO 9514 : Peintures et vernis – Détermination du délai maximal d'utilisation après mélange des systèmes de revêtements multicomposants – Préparation et conditionnement des échantillons et lignes directrices pour les essais (durée de vie en pot).	Octobre 2005	
	NF EN ISO 11358 : Plastiques –Thermogravimétrie (TG) des polymères – Principes généraux.	Juillet 1997	

Tableau n° 7 : normes ISO

NOTA : *(1) les essais de performance servent également à la sélection des produits.*

1.2.6 MARQUE NF - PRODUITS SPÉCIAUX DESTINÉS AUX CONSTRUCTIONS EN BÉTON HYDRAULIQUE

La Marque NF recouvre quasiment l'ensemble des produits de réparation du béton relevant des normes de la série **NF EN 1504-**** et des normes encore en vigueur de la série **P 18-8****.

> Elle garantit :

- la conformité du produit certifié aux exigences de la norme de spécifications (les caractères normalisés garantis) à laquelle elle se réfère ;
- l'existence, dans la chaîne de production et de distribution, d'une organisation de la qualité reconnue.

Pour de plus amples détails, il faut se référer **au règlement de la marque référencé NF 030.** Le site de **l'AFNOR** donne la liste des produits de réparation admis à la marque.

Rappels :

- *les caractères normalisés peuvent comporter plusieurs niveaux ou classes de performance... Les valeurs correspondantes figurent obligatoirement dans la notice technique du produit et peuvent figurer sur l'étiquette de marquage ;*
- ***la marque NF** peut se superposer à **un marquage CE** si le produit satisfait à des exigences supplémentaires ou à une organisation de la qualité plus élevée que celle fixée par la norme européenne.*

REMARQUE : *à ce jour, **la marque NF** ne traite pas des produits et systèmes pour la protection des bétons.*

1.2.7 MARQUE NF – ARMATURES POUR BÉTON ARME

La marque NF : Armatures pour béton armé est gérée par **l'AFCAB** qui gère également les manchons de raccordement, les entreprises de façonnage des armatures et celles de pose des armatures.

1.2.8 MARQUE NF – GAINES LISSES EN PEHD

La marque NF concerne les tubes en polyéthylène pour divers réseaux (gaz, eau potable, irrigation, industrie…). Le règlement **NF 114** concerne donc plusieurs groupes.

> Les gaines utilisées en précontrainte relèvent des deux groupes suivants :

- Groupe 2 : tubes pour réseaux de distribution d'eau potable (PE 80 OU 100 ;
- Groupe 4 : applications industrielles (nécessite un certificat de traçabilité du polyéthylène de récupération).

2

Eurocodes

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Eurocodes béton (visés dans le guide)	Observations
NF EN 1992-1-1 : Calcul des structures en béton : règles générales et règles pour les bâtiments.	Marchés, travaux et contrôles
NF EN 1992-2 Calcul des structures en béton – Partie 2 : ponts en béton - Calcul et dispositions constructives.	

Tableau n° 8 : Eurocodes

Réparation et renforcement des strucutres
par précontrainte
additionnelle

3

Fascicules du CCGT

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Fascicules	Observations
Fascicule 65 du CCTG : Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou en béton précontraint par post-tension de 2008.	Marchés, travaux et contrôles
Fascicule 62 titre I section I du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99	
Fascicule 62 titre I section II du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99	

Tableau n° 9 : fascicules du CCTG

4

Directives, guides, recommandations et documents techniques

UNE ÉDITION DU SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS SPÉCIALISTES DE TRAVAUX DE RÉPARATION ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES (STRRES) / MAI 2012

Directives, guides, recommandations et documents techniques	Datede publication	Observations
Guide technique Sétra : Précontrainte extérieure.	Février 1991	
Guide technique LCPC : Défauts d'aspect des parements en béton.	1er trimestre 1991	(Cf. FD P 18-503)
Guide Sétra, SNCF, TP de France et SNBATI : Mise en œuvre des Plans d'Assurance de la Qualité – Exécution des ouvrages en béton armé et en béton précontraint	Décembre 1991	
Recommandations du Sétra de 1993 : Marchés pour la réparation et la modification d'ouvrages d'art – Préparation et rédaction.	Février 1993	
Guide technique LCPC-Sétra : Choix et application des produits de réparation et de protection des ouvrages en béton.	Août 1996	
Guide Sétra, SNCF, TP de France et MFQ pour une démarche d'assurance qualité – Études de conception et d'exécution d'ouvrages de génie civil.	Décembre 1997	
Recommandations professionnelles pour l'exécution des reprises de bétonnage mises au point par le CEBTP, la FFB et le Sétra – Annales du bâtiment et des travaux publics N°1.	Février 2001	Recommandations visées par le DTU 21 et le fascicule 65
Guide de rédaction d'un PAQ - Plan d'Assurance Qualité – STRRES.	Septembre 2000	
Documents scientifiques et techniques de l'AFGC : Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion.	Novembre 2003	
Guide technique Sétra : épreuves de chargement des ponts-routes et passerelles piétonnes.	Mars 2004	
Guide technique Sétra : Diffusion des efforts concentrés – Efforts de précontrainte et des appareils d'appui..	Novembre 2006 / Octobre 2008	
Documents scientifiques et techniques de l'AFGC : Recommandations provisoires pour la réparation et le renforcement des structures en béton au moyen de matériaux composites.	Juin 2007 / Février 2011	Document de 2007 est conforme au BAEL et le document de 2011 est conforme à l'EC 2
Documents scientifiques et techniques de l'AFGC : Bétons autoplaçants.	Janvier 2008	
Dictionnaire de l'entretien routier – Volume 5 : ouvrages d'art	Juin 2008	
Guide technique Sétra : Eurocode 2 – Application aux ponts-routes en béton.	Juillet 2008	
Annales ITBTP série : B/230 : Comportement des joints de voussoirs par MM. BRUNEAU et CHATELAIN.	Juin 1985	
Bulletin de liaison des laboratoires : Estimation par des essais de chargement du défaut de résistance à la flexion de certains tabliers en béton précontraint par MM. CHATELAIN, BRUNEAU et DUCHENE.		
Annales ITBTP série : TGC/89 et 90 : Journées d'étude de 1981 sur le renforcement et la réparation des structures — Exposé de M. POINEAU,	Janvier et février 1983	
Guide de l'AFGC : évaluation du comportement vibratoire des passerelles piétonnes sous l'action des piétons.	Juin 2006	
Recommandations pour l'exécution des reprises de bétonnage élaborées par: le CEBTP, la FFB et le Sétra.	2000	
Bulletins Ouvrages d'Art du Sétra n° 57 et 58 : Viaduc de Saint-Cloud – réparation de la précontrainte à l'aide d'absorbeurs.	Mars et juin 2008	
Revue CCPBTP n°1 : déconstruction du pont de Chazey.	1977	
Chantier de France n°273 : déconstruction du pont de Beaucaire.	1996	
Éditions Thomas Telford : Rapport conjoint franco-britannique : Post-tensioned concrete bridge – Ponts en béton précontraint par post-tension.	1999	

Tableau n° 10 : Directives, guides, recommandations et documents techniques

5

Documents divers

Documents divers	Observations
Directive Produits de Construction 89/106/CEE du 21 décembre 1988 modifiée par la Directive 93/68/CEE du 22 juillet 1993.	www.dpcnet.org (Réglementation Européenne des Produits de Construction)
Annexe II de l'article R 541-8	Code de l'environnement du 26 mars 2012 (dernière modification)
Arrêté du 21 novembre 2002 relatif à la réaction au feu des produits de construction et d'aménagement.	J O du 31 décembre 2002
Arrêté du 22 mars 2004 relatif à la résistance au feu des produits, éléments de construction et d'ouvrages.	J O du 1er avril 2004
Arrêtés ministériels du 20 avril 1994, modifié par les arrêtés du 7 janvier 1997 et du 4 août 2005 (transposition de la directive 2004/73/CE du 29 avril 2004. Ces arrêtés sont relatifs à la déclaration, la classification, l'emballage et l'étiquetage des substances dangereuses.	J O n°107 du 8 mai 1994 et J O n°186 du 11 août 2005 (J O C E n°42 du 30 avril 2004 pour la directive)

Tableau n° 11 : documents divers

Le comité de pilotage du guide «Réparation et renforcement de structures par précontrainte additionnelle» [FABEM 8] était composé de :

Christian TRIDON, président du STRRES
Bernard FARGEOT, président d'honneur du STRRES
Hubert LABONNE, vice-président d'honneur du STRRES
Gérard COLLE, vice-président d'honneur du STRRES
Jean-Pierre GADRET, vice-président d'honneur du STRRES

Gil CHARTIER,	RCA
Christian TOURNEUR,	FREYSSINET
Jacky SEANTIER,	FREYSSINET
Yvon GICQUEL,	SIKA
Eric HOUEL,	PAREXLANKO
Claude RESSE,	ASQUAPRO
Patrick MOUTEL,	OPPBTP
Alain BOUINEAU,	expert
Michel FRAGNET,	expert
Yves PICARD,	expert

Le guide FABEM 8 a été rédigé par :
Daniel POINEAU (expert)

Ce document a été réalisé avec le concours
de la Fédération Nationale des Travaux Publics (FNTP)
et de la Fédération Française du bâtiment (FFB)